



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

جامعة عين تموشنت بلحاج بوشعيب

Université d'Ain-Temouchent - Belhadj Bouchaib

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil & Travaux Publics

Mémoire pour l'Obtention du diplôme de Master

Filière : GENIE CIVIL

Spécialité : STRUCTURES

Thème

Renforcement Parasismique Intelligent des Structures à l'Aide des Systèmes Innovants Appliqué aux Bâtiments Existants et Neufs

Soutenu le : 27/06/2026

Présenté par :

NACHI Manel

CHINOUNE Hadria

Devant le Jury Compose de :

Président: Dr. MOUICI Fethi

Examineur : Pr. AMARA Khaled

Encadrants : Dr. DERBAL Rachid et Dr. BENMANSOUR Nassima

Invité: Mr. BENNACER Sidi Mohamed

Année Universitaire : 2025/2026

DÉDICACE

Je remercie Dieu Tout-Puissant de m'avoir accordé la force et la patience pour mener à bien ce modeste travail.

Je dédie ce travail à mes très chers parents, qui ont été mon soutien et ma force tout au long de mon parcours universitaire, et qui m'ont toujours entourée de leur amour, de leurs sacrifices et de leurs prières sincères. Qu'Allah les protège et leur accorde la meilleure récompense.

À mes frères et sœurs ainsi qu'à toute ma famille, qui ont toujours été une source d'encouragement et de motivation.

À la mémoire de mon cher oncle par alliance (le mari de ma tante) Benhamou Abdelkader, رحمه الله, qui nous encourageait toujours à étudier et à travailler avec sérieux. Qu'Allah lui accorde Sa miséricorde et l'accueille dans Son vaste paradis.

À mes professeurs distingués, qui ont éclairé mon chemin par leur savoir et ont contribué à ma formation académique.

À mes encadrants de stage, qui m'ont accompagnée durant ma formation pratique et m'ont apporté leurs conseils précieux et leurs orientations.

À mes amis et compagnons de route, ainsi qu'à mes collègues, qui ont partagé avec moi les moments de difficulté et de réussite, et qui ont été d'un grand soutien durant toutes mes années d'études.

À toute personne ayant contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.

Enfin, je dédie également ce travail à moi-même, en reconnaissance de tous les efforts et des difficultés surmontées avec persévérance et détermination pour atteindre ce niveau de réussite dont je suis fière aujourd'hui.

NACHI

DÉDICACE

Ma chère maman, Même si tu n'es plus à mes côtés aujourd'hui, ton souvenir vit dans chacun de mes pas, dans chacune de mes réussites et dans chacun de mes rêves. Tout au long de ce parcours, j'ai souvent pensé à toi et j'ai puisé ma force dans l'amour que tu m'as donné.

J'aurais tant aimé te voir partager avec moi ce moment, voir la fierté dans tes yeux et entendre tes encouragements. Mais je sais que, d'une manière ou d'une autre, tu veilles toujours sur moi.

Je t'offre ce mémoire comme un cadeau, le plus précieux que je puisse te donner. Il est le résultat de mes efforts, de ma persévérance, mais aussi des valeurs que tu m'as transmises. Chaque page porte une partie de ton amour et de tes sacrifices. Que Dieu t'accorde Son immense miséricorde et fasse de ton repos un jardin parmi les jardins du Paradis.

À mon cher père, qui a toujours été mon soutien, ma force et mon guide. Merci pour tous tes sacrifices, ton amour et ta confiance.

À ma chère sœur, pour son affection, son soutien et sa présence dans les moments les plus importants de ma vie.

À tous ceux qui m'ont aidée et encouragée durant mon parcours.

Avec tout mon amour et ma reconnaissance.

CHINOUNE

Remerciement

*Nous tenons à exprimer notre profonde et sincère reconnaissance à nos encadrants, **Dr. Rachid Derbal** et **Dr. Nassima Benmansour**, pour leur accompagnement attentif, la rigueur de leur encadrement et la richesse de leurs conseils, qui ont été déterminants tout au long de la réalisation de ce travail.*

*Nous adressons également nos vifs remerciements à l'ingénieur **Moustapha Zaid**, pour son soutien technique, son professionnalisme et sa disponibilité au sein du CTC, ainsi que pour les orientations pratiques qu'il a bien voulu partager.*

*Nos remerciements les plus respectueux vont au **Dr Bennaceur Sidi Mohamed**, ainsi qu'à **Dr Said Abderrahman** et **Dr Kaddour Hakim**, pour leurs remarques pertinentes, leurs encouragements et l'intérêt porté à ce travail.*

Nous tenons également à exprimer notre gratitude à l'université, à travers l'ensemble de ses enseignants et de son personnel administratif, pour la qualité de la formation dispensée et pour l'environnement académique favorable qui a permis l'aboutissement de ce projet.

Enfin, nous remercions chaleureusement nos deux collègues pour leur esprit d'équipe, leur entraide constante et le climat de travail positif qui ont grandement contribué à la réussite de ce mémoire.

المخلص

تُعدّ هشاشة المباني الخرسانية المسلحة أمام التأثيرات الزلزالية من أبرز التحديات التي تواجه قطاع البناء، خاصة بالنسبة للمنشآت المنجزة وفق معايير تصميم قديمة أو التي تعاني من نقص في متطلبات المقاومة والصلابة. وفي هذا الإطار، تبرز تقنيات التدعيم كحلول فعالة لتحسين الأداء الإنشائي وإطالة العمر الخدمي للمنشآت، ومن بينها التدعيم بالألياف البوليمرية المسلحة بالكربون (CFRP) والتدعيم بالقميص الخرساني (Chemisage).

يهدف هذا العمل إلى دراسة وتقييم فعالية هاتين التقنيتين في تحسين السلوك الزلزالي للعناصر الخرسانية المسلحة. وقد تم تحليل تأثير كل تقنية على الخصائص الميكانيكية والإنشائية للعناصر المدعمة، من خلال تقييم مؤشرات الأداء الرئيسية المتمثلة في المقاومة، والصلابة، والمطيلية، وقدرة تبديد الطاقة، إضافة إلى دراسة تطور التشوهات والانجرافات تحت تأثير الأحمال الزلزالية.

أظهرت النتائج أن تقنيتي CFRP و Chemisage تساهمان بشكل معتبر في رفع مستوى الأداء الإنشائي للمنشآت الخرسانية المسلحة، حيث تسمحان بزيادة القدرة على تحمل الأحمال وتحسين الاستجابة الزلزالية وتقليل مستويات الضرر المتوقعة. كما بينت الدراسة أن اختيار تقنية التدعيم المناسبة يعتمد على الخصائص الهندسية للمنشأ، ومستوى الضرر القائم، والأهداف المرجوة من عملية التأهيل. وتؤكد هذه الدراسة أهمية اعتماد تقنيات التدعيم الحديثة كخيار اقتصادي وفعال لتعزيز سلامة المنشآت القائمة والحد من مخاطر الانهيار أثناء الزلازل، بما يضمن تحقيق متطلبات الأمن الإنشائي واستدامة المنشآت.

الكلمات المفتاحية:

التدعيم الإنشائي، CFRP، Chemisage، الخرسانة المسلحة، السلوك الزلزالي، إعادة التأهيل الزلزالي، المطيلية، الصلابة، مقاومة الزلازل.

Résumé

La vulnérabilité des structures en béton armé face aux sollicitations sismiques constitue l'un des principaux défis du domaine du génie civil, notamment pour les bâtiments conçus selon d'anciennes réglementations ou présentant des insuffisances en termes de résistance et de rigidité. Dans ce contexte, les techniques de renforcement structurel représentent des solutions efficaces pour améliorer les performances des ouvrages et prolonger leur durée de vie. Parmi ces techniques, le renforcement par polymères renforcés de fibres de carbone (CFRP) et le chemisage en béton figurent parmi les méthodes les plus utilisées.

Ce travail vise à évaluer l'efficacité de ces deux techniques dans l'amélioration du comportement sismique des éléments en béton armé. L'étude analyse l'influence de chaque méthode de renforcement sur les caractéristiques mécaniques et structurelles des éléments renforcés à travers l'évaluation de plusieurs indicateurs de performance, notamment la résistance, la rigidité, la ductilité, la capacité de dissipation d'énergie ainsi que l'évolution des déformations et des déplacements sous l'effet des actions sismiques.

Les résultats obtenus montrent que les techniques de renforcement par CFRP et par chemisage contribuent significativement à l'amélioration des performances structurelles des ouvrages en béton armé. Elles permettent d'augmenter la capacité portante, d'améliorer la réponse sismique et de réduire les niveaux de dommages susceptibles de se produire lors d'un séisme. L'étude met également en évidence que le choix de la technique de renforcement la plus appropriée dépend des caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure, de son état de dégradation ainsi que des objectifs visés par l'opération de réhabilitation.

Cette étude confirme ainsi l'intérêt des techniques modernes de renforcement comme solution efficace et économique pour améliorer la sécurité des structures existantes et réduire leur vulnérabilité sismique, tout en garantissant leur durabilité et leur performance à long terme.

Mots-clés : CFRP, chemisage, renforcement structurel, béton armé, comportement sismique, réhabilitation sismique, ductilité, rigidité, résistance aux séismes.

Abstract

The vulnerability of reinforced concrete structures to seismic actions represents one of the major challenges in the field of civil engineering, particularly for buildings designed according to outdated codes or exhibiting deficiencies in strength and stiffness. In this context, structural strengthening techniques offer effective solutions for enhancing structural performance and extending the service life of existing structures. Among these techniques, Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP) strengthening and concrete jacketing are widely recognized as efficient rehabilitation methods.

This study aims to evaluate the effectiveness of these two strengthening techniques in improving the seismic behavior of reinforced concrete elements. The influence of each strengthening method on the mechanical and structural characteristics of the strengthened elements is investigated through the assessment of key performance indicators, including strength, stiffness, ductility, energy dissipation capacity, as well as the evolution of deformations and displacements under seismic loading.

The results demonstrate that both CFRP strengthening and concrete jacketing significantly enhance the structural performance of reinforced concrete structures. These techniques increase load-carrying capacity, improve seismic response, and reduce the level of damage that may occur during earthquake events. Furthermore, the study highlights that the selection of the most appropriate strengthening technique depends on the geometric and mechanical characteristics of the structure, its level of deterioration, and the objectives of the rehabilitation program.

The findings confirm the importance of modern strengthening techniques as effective and economical solutions for improving the safety of existing structures, reducing their seismic vulnerability, and ensuring their long-term durability and performance.

Keywords: CFRP, concrete jacketing, structural strengthening, reinforced concrete, seismic behavior, seismic rehabilitation, ductility, stiffness, earthquake resistance.

1. LISTE DES FIGURES

Figure 1.1. Observatoire Régional des Risques Majeurs ORRM.....	27
Figure 1.2. Dommages importants causés au parc bâti lors du séisme en Algérie.....	28
Figure 1.3. Répartition spatiale de l'activité sismique en Algérie (1910–2024).....	29
Figure 1.4. Effets du séisme de Boumerdès	30
Figure 1.5. Rupture fragile par cisaillement dans les éléments en béton armé (Eurocode 8, 2004).....	32
Figure 1.6. Flambement des poteaux sous charges sismiques (Kramer, 1996).....	32
Figure 1.7. Effondrement par mécanisme d'étage souple (Paulay & Priestley, 1992) ..	33
Figure 1.8. Déformation en torsion d'une structure sous séisme	33
Figure 1.9. Niveaux de performance sismique et états de dommages associés.....	34
Figure 1.10. Renforcement parasismique des structures	35
Figure 1.11. Bâti résidentiel en béton armé à Oran (avant les règlements parasismiques modernes)	36
Figure 1.12. Immeubles en béton armé de type R+4 à R+8 à Sidi Bel Abbès	37
Figure 1.13. Diagnostic de structures existantes – Structures Bâtiment	37
Figure 2.1. Modèle de collage de fibre de carbone sur un élément en béton armé	40
Figure 2.2. Tissu de fibre de carbone (CFRP).....	41
Figure 2.3. Phases de mise en œuvre du renforcement par fibres de carbone.....	42
Figure 2.4. Renforcement d'un poteau par chemisage en béton armé	45
Figure 2.5. Étapes de chemisage en béton armé d'un poteau centré.....	47
Figure 2.6. Chemisage en béton armé d'un poteau de rive (vue schématique).....	48
Figure 2.7. Chemisage en béton armé d'un poteau de rive (détail d'armatures).....	48
Figure 2.8. Phases de réalisation du chemisage en béton armé sur chantier	49
Figure 3.1. Vue en plan 1.....	56
Figure 3.2. Vue en plan 2.....	60
Figure 3.3. Matériaux Béton (ETABS)	60
Figure 3.4. Ancrage	64
Figure 3.5. Coefficients A et I selon RPA (ETABS).....	68
Figure 3.6. Combinaisons d'actions selon ETABS.....	76

Figure 3.7. Poutres et chaînages selon ETABS	77
Figure 3.8. Voiles selon ETABS	78
Figure 3.9. Planchers selon ETABS	80
Figure 3.10. Poteaux selon ETABS.....	83
Figure 3.11. Loi de dégression des charges d'exploitation	89
Figure 3.12. Sélection du système d'unités dans le logiciel ETABS	89
Figure 3.13. Définition de la géométrie du bâtiment.....	90
Figure 3.14. Définition des propriétés des matériaux.....	91
Figure 3.15. Définition des sections des éléments structuraux.....	91
Figure 3.16. Définition et affectation des charges	92
Figure 3.17. Introduction du spectre de réponse sismique par RPA 2003	96
Figure 3.18. Introduction du spectre de réponse sismique par RPA 2024	97
Figure 3.19. Interface de définition des caractéristiques du spectre.....	98
Figure 3.20. Interface d'introduction des types d'appuis	99
Figure 3.21. Interface d'introduction des coefficients de masse sismique (RPA 2003)	100
Figure 3.22. Interface d'introduction des coefficients de masse sismique (RPA 2024)	100
Figure 3.23. Définition des combinaisons d'actions par RPA 2003	101
Figure 3.24. Définition des combinaisons d'actions par RPA 2024	101
Figure 3.25. Chargement des planchers.....	101
Figure 3.26. Interface d'introduction des diaphragmes.....	102
Figure 3.27. Vue en 3D de la structure.....	104
Figure 3.28. Lancement de l'analyse et visualisation des résultats (RPA 2003)	104
Figure 3.29. Lancement de l'analyse et visualisation des résultats (RPA 2024)	104
Figure 4.1. Résultats de la masse participante donnée par ETABS.....	107

2. LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1. Spécificité du contexte sismique dans le nord de l'Algérie	31
Tableau 2.1. Avantages et inconvénients du CFRP	44
Tableau 2.2. Avantages et inconvénients du chemisage	50
Tableau 3.1. Caractéristiques géométriques du bâtiment.....	54
Tableau 3.2. Plancher étage courant – Corps creux	70
Tableau 3.3. Plancher étage courant – Dalle pleine	70
Tableau 3.4. Balcon étage courant	71
Tableau 3.5. Plancher terrasse – Corps creux.....	71
Tableau 3.6. Plancher terrasse – Dalle pleine.....	72
Tableau 3.7. Balcon terrasse.....	73
Tableau 3.8. Escalier	74
Tableau 4.1. Récapitulatif des périodes en fonction des modes – RPA 2003	120
Tableau 4.2. Récapitulatif des périodes en fonction des modes – RPA 2024.....	120
Tableau 4.3. Tableau comparatif RPA 2024 vs RPA 2003	121
Tableau 4.4. Résultat du poids propre de la structure (RPA 2003 et RPA 2024)	122
Tableau 4.5. Vérification de l'excentricité – RPA 2003	123
Tableau 4.6. Vérification de l'excentricité – RPA 2024.....	124
Tableau 4.7. Excentricités comparatives (RPA 2003 vs RPA 2024)	125
Tableau 4.8. Justification du système de contreventement – RPA 2003	126
Tableau 4.9. Justification du système de contreventement – RPA 2024	127
Tableau 4.10. Tableau comparatif des systèmes de contreventement.....	128
Tableau 4.11. Drifts – Déplacements relatifs inter-étages	128
Tableau 4.12. Efforts tranchants et rigidité (Shear & Steffens)	130
Tableau 4.13. Effort tranchant et moment fléchissant.....	132
Tableau 4.14. Ferrailage initial	136
Tableau 4.15. Nombre des couches CFRP	138
Tableau 4.16. Vérification des moments M_{ed} / M_{rd}	138
Tableau 4.17. Drifts après renforcement CFRP	139

Tableau 4.18. Tableau comparatif Avant / Après chemisage.....	139
Tableau 4.19. Justification du système de contreventement RPA 2024 (après renforcement)	140
Tableau 4.20. Ferrailage des éléments – Renforcement CFRP	141
Tableau 4.21. Ferrailage des éléments – Chemisage béton.....	142

3. NOTATIONS ET ABREVIATIONS

1. Notations

1.1 Grandeurs géométriques

- b : largeur de la section (m)
- h : hauteur de la section (m)
- A_c : aire de la section de béton (m²)
- A_s : aire des armatures longitudinales (m²)
- d : hauteur utile de la section (m)
- L : longueur de l'élément structural (m)

1.2 Efforts et actions

- N_{Ed} : effort normal de calcul (kN)
- N_{Rd} : effort normal résistant de calcul (kN)
- M_{Ed} : moment fléchissant de calcul (kN·m)
- M_{Rd} : moment résistant de calcul (kN·m)
- V_{Ed} : effort tranchant de calcul (kN)
- V_{Rd} : effort tranchant résistant de calcul (kN)

1.3 Propriétés mécaniques des matériaux

- f_{ck} : résistance caractéristique à la compression du béton (MPa)
- f_l : Pression de confinement
- f'_{cc} : résistance de calcul du béton confiné (MPa)
- f_{yk} : limite d'élasticité caractéristique de l'acier (MPa)
- E_c : module d'élasticité du béton (MPa)
- E_s : module d'élasticité de l'acier (MPa)
- Ψ : coefficient réducteur
- E_{frp} : Module d'élasticité
- t_f : Épaisseur d'une couche
- f'_{cc} : Résistance du béton confiné
- M_0 : Moment de base
- η : Coefficient d'interaction

1.4 Paramètres sismiques

- a_g : accélération sismique de référence (m/s²)
- S : coefficient de sol

- q : facteur de comportement
- T : période fondamentale de la structure (s)
- ξ : coefficient d'amortissement
- f'_{cc} : résistance du béton confiné
- σ_l : pression latérale effective de confinement
- ε_{cc} : déformation ultime du béton confiné
- P_k : charge verticale totale au niveau considéré (kN)
- Δ_k : déplacement relatif de l'étage (m)
- V_k : effort tranchant d'étage (kN)
- h_k : hauteur d'étage (m)

2. Abréviations

- **RPA** : Règlement Parasismique Algérien
- **RPA99 V 2003** : Règlement Parasismique Algérien – version 2003
- **RPA 2024** : Règlement Parasismique Algérien – version 2024
- **BA** : Béton armé
- **CM** : Charges permanentes (charges mortes)
- **CV** : Charges d'exploitation (charges variables)
- **ELU** : États limites ultimes
- **ELS** : États limites de service
- **SS** : Sous-sol
- **RDC** : Rez-de-chaussée
- **R+N** : Bâtiment à rez-de-chaussée plus N étages
- **SBA** : Sidi Bel Abbès

Remarque : Les unités utilisées dans l'ensemble du mémoire sont celles du Système International (SI), sauf indication contraire.

4. TABLE DES MATIERES

DÉDICACE.....	2
REMERCIEMENTS.....	4
RÉSUMÉ / ABSTRACT / ملخص.....	5
LISTE DES FIGURES.....	8
LISTE DES TABLEAUX	10
NOTATIONS ET ABRÉVIATIONS.....	12
TABLE DES MATIÈRES	14
INTRODUCTION GÉNÉRALE.....	19
Généralités.....	20
Contexte.....	21
Problématique.....	21
Objectifs	22
Méthodologie du mémoire.....	22
Organisation du mémoire	23
Première partie : Étude théorique et revue bibliographique	23
Deuxième partie : Application pratique et notice de calcul.....	23
Conclusion.....	24
CHAPITRE 01 : État du bâti et vulnérabilité sismique	25
Introduction	26
1.1 État du bâti et vulnérabilité sismique	28
1.2 Contexte sismique en Algérie.....	29
1.2.1 Séismes majeurs historiques.....	30
1.3 Modes de ruine des structures sous action sismique	32
1.4 Concept de performance sismique.....	35
1.5 Spécificité du contexte sismique dans le nord de l'Algérie	36
1.6 Diagnostic structurel des bâtiments existants.....	38

Conclusion.....	39
CHAPITRE 02 : Techniques de Renforcement Parasismique.....	40
Introduction	41
1. Renforcement par fibres de carbone (CFRP)	41
1.2 Composants du système CFRP	42
1.2.1 Les fibres de carbone.....	43
1.2.2 Les formes d'application.....	43
1.2.3 Les résines époxydiques	44
1.3 Principe de fonctionnement	44
1.4 Technique de mise en œuvre	45
1.5 Avantages et inconvénients du CFRP	46
1.6 Synthèse.....	47
2. Le Chemisage en Béton Armé.....	47
2.1 Objectifs du chemisage.....	48
2.2 Principe structural du chemisage	49
2.3 Types de poteaux et configurations de chemisage	49
2.4 Mise en œuvre du chemisage en béton armé.....	52
2.5 Avantages et inconvénients du chemisage	53
Conclusion.....	54
CHAPITRE 03 : Présentation de l'Ouvrage et Modélisation.....	55
Introduction	56
3.1 Présentation de l'immeuble.....	56
3.2 Réglementation.....	56
3.3 Caractéristiques géométriques du bâtiment.....	57
3.4 Caractéristiques des matériaux	57
3.5 Ancrage.....	66
3.6 Combinaisons de calcul des actions	67
3.7 Combinaisons d'actions sismiques	68
3.8–3.14 Planchers, balcons, escaliers.....	72

3.15 Prédimensionnement des poutres	76
3.16 Prédimensionnement des voiles	79
3.17 Prédimensionnement des poteaux	80
3.18 Étude des planchers	84
3.19 Prédimensionnement du balcon et des escaliers.....	86
3.20 Modélisation ETABS	88
Conclusion.....	119
 CHAPITRE 04 : Contrôle de stabilité de la structure existante conformément à RPA 2024 et comparaison avec le RPA 99 Version 2003	121
Introduction	122
4.1 Présentation du modèle étudié.....	122
4.2 Analyse modale et vérifications RPA.....	123
Périodes et modes propres	123
Poids propre de la structure	124
Vérification de l'excentricité.....	125
Justification du système de contreventement	128
Drifts – déplacements relatifs inter-étages	132
Efforts tranchants et rigidité	135
Ferrailage initial.....	135
 CHAPITRE 05 : Application des techniques de renforcement innovantes et conventionnelles	136
1. Renforcement par fibres de carbone (CFRP)	138
1.1 Méthode de confinement	139
1.2 Calcul du confinement et résistance	139
1.3 Nombre des couches CFRP	140
1.4 Avec Lamelle.....	141
1.5 Avec Tissu	144
1.6 Comparaison entre tissu et lamelle.....	147
1.7 Vérification des moments M_{ed} / M_{rd}	151

2. Renforcement par Chemisage.....	153
2.1 Justification du système de contreventement (après renforcement).....	154
2.2 Ferrailage des éléments – Renforcement CFRP	155
2.3 Ferrailage des éléments – Chemisage béton.....	156
Conclusion.....	159

CHAPITRE 06 : Estimation de la réponse sismique de la structure implantée dans une zone de sismicité élevée..... 163

1. Introduction	164
2. Analyse modale	164
2.1 Périodes propres de la structure (RPA 2024)	165
2.2 Justification du système de contreventement	166
2.3 Poids total de la structure (Wt)	166
3. Vérification de l'effort normal réduit.....	167
4. Déplacements.....	168
4.1 Comparaison RPA 99 V2003 vs RPA 2024 — Axe X	168
4.2 Comparaison RPA 99 V2003 vs RPA 2024 — Axe Y	168
4.3 Interprétation (rigidité, souplesse, ductilité).....	168
5. Comparaison des efforts (Effort normal & Moment fléchissant).....	169
RPA 99/2003 vs RPA 2024 — Variations en %	170
6. Vérification de l'effet P- Δ (Second ordre).....	171
7. Récapitulatif du dimensionnement des poteaux (RPA 2024).....	171
8. Renforcement par Fibres de Carbone (CFRP).....	172
8.1 Méthode de confinement Lamelle CFRP	172
8.2 Méthode de confinement Tissu CFRP.....	175
8.3 Comparaison Lamelle vs Tissu CFRP.....	186
9. Renforcement par Chemisage béton armé.....	186
9.1 Ferrailage avant/après chemisage.....	187
9.2 Évolution des efforts ($\Delta N\%$, $\Delta M\%$).....	192
9.3 Déplacements et rigidité avant/après chemisage	194
9.4 Synthèse comparative	195

Conclusion.....	196
CONCLUSION GÉNÉRALE.....	197
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES	198

Introduction Générale

1. Généralités

En génie civil, l'ingénierie des structures vise à assurer la sécurité, la durabilité et la performance des ouvrages face aux différentes sollicitations auxquelles ils sont exposés tout au long de leur durée de vie. Dans ce cadre, le parc bâti actuel se distingue par une coexistence marquée entre des constructions anciennes et des structures plus récentes, issues de phases successives d'urbanisation et de pratiques constructives hétérogènes. Dans les régions à forte activité sismique, telles que l'Algérie, cette diversité constitue un facteur majeur de vulnérabilité, d'autant plus qu'une grande partie des bâtiments existants a été conçue selon des approches traditionnelles privilégiant essentiellement les charges verticales, avec une prise en compte limitée des sollicitations sismiques horizontales. Ces choix de conception, combinés à des insuffisances constructives telles qu'un confinement inadéquat des zones critiques, des armatures longitudinales insuffisantes et une ductilité réduite, rendent les structures particulièrement sensibles aux séismes de forte intensité. Face à ce constat, l'évaluation et l'amélioration de la performance sismique des structures existantes représentent aujourd'hui un enjeu majeur du génie civil. La réhabilitation sismique s'inscrit dans cette perspective en visant l'amélioration des propriétés mécaniques des éléments structuraux et de la capacité dissipative globale du système porteur. À cet égard, l'analyse non linéaire constitue un outil d'analyse avancé, permettant de modéliser le comportement réel des structures au-delà du domaine élastique, en intégrant l'endommagement progressif, la formation de rotules plastiques et la redistribution des efforts. Elle offre ainsi une base rationnelle pour l'identification des mécanismes de défaillance et l'élaboration de stratégies de renforcement adaptées aux objectifs de performance sismique. Dans ce contexte, Ce travail de recherche vise à réaliser une évaluation avancée de la performance sismique d'une structure en béton existante, en s'appuyant sur des modèles numériques non linéaires capables de reproduire de manière réaliste le comportement du système structural sous des sollicitations sismiques sévères. Cette évaluation repose sur l'analyse de l'évolution de la réponse inélastique, l'identification des mécanismes de fissuration et d'endommagement progressif, la formation des rotules plastiques, ainsi que l'étude de la redistribution des efforts au sein du système porteur. Par ailleurs, l'étude a pour objectif de diagnostiquer les insuffisances structurelles et de proposer des stratégies de renforcement fondées sur une approche basée sur la performance, permettant d'atteindre les niveaux de sécurité requis conformément aux exigences

réglementaires en vigueur, tout en préservant la capacité de la structure à s'adapter à d'éventuelles modifications ou extensions futures.

2. Contexte

Les séismes figurent parmi les catastrophes naturelles les plus dévastatrices, engendrant des pertes humaines considérables ainsi que des dommages importants aux infrastructures et aux bâtiments. En Algérie, plusieurs événements sismiques majeurs, notamment les séismes d'El Asnam (1980) et de Boumerdès (2003), ont mis en évidence la vulnérabilité d'une partie importante du parc bâti existant. Bien que les réglementations parasismiques aient connu des évolutions significatives au cours des dernières décennies, de nombreuses structures ont été conçues selon d'anciennes normes ou présentent des insuffisances structurelles réduisant leur capacité à résister aux sollicitations sismiques.

Face à cette situation, le renforcement parasismique apparaît comme une solution essentielle pour améliorer la sécurité et la durabilité des ouvrages. Les avancées technologiques dans le domaine du génie civil ont permis l'émergence de systèmes innovants de renforcement offrant des performances élevées tout en limitant les contraintes d'exécution. Parmi ces solutions, le renforcement par matériaux composites à fibres de carbone (CFRP) et le chemisage en béton armé figurent parmi les techniques les plus utilisées pour la réhabilitation et l'amélioration du comportement sismique des structures.

3. Problématique :

Une grande partie du parc bâti existant présente aujourd'hui des vulnérabilités structurelles significatives, résultant du vieillissement des matériaux, d'erreurs de conception initiales ou de l'absence voire de l'insuffisance de dispositions parasismiques conformes aux exigences actuelles. Ces déficiences peuvent conduire à un comportement structural inadéquat lors d'un séisme, augmentant ainsi le risque de dommages sévères, voire d'effondrement.

Par ailleurs, le règlement parasismique algérien a connu une évolution majeure, passant du RPA 2003 au RPA 2024, introduisant des exigences plus strictes et plus réalistes en matière de conception, de modélisation et de vérification du comportement sismique des structures. Cette évolution met en évidence l'inadéquation potentielle de nombreuses structures existantes conçues selon les anciennes versions du règlement, qui ne satisfont plus aux critères actuels de sécurité parasismique.

Dans ce contexte, la problématique centrale de cette étude peut être formulée comme suit :

Comment les systèmes innovants de renforcement parasismique, notamment le renforcement par matériaux composites à fibres de carbone (CFRP) et le chemisage en béton armé, peuvent-ils améliorer efficacement la résistance, la rigidité et la ductilité des structures existantes, afin de réduire leur vulnérabilité sismique et de répondre aux nouvelles exigences imposées par le RPA 2024 ?

4. Objectifs

L'objectif principal de ce mémoire est d'étudier les techniques modernes de renforcement parasismique et d'évaluer leur contribution à l'amélioration des performances des structures en béton armé.

Les objectifs spécifiques sont :

1. Présenter les notions fondamentales relatives au risque sismique et à la vulnérabilité des structures.
2. Étudier les principales méthodes de diagnostic et d'évaluation des bâtiments existants.
3. Analyser les systèmes innovants de renforcement parasismique.
4. Mettre en évidence les caractéristiques et les domaines d'application du CFRP et du chemisage.
5. Évaluer l'influence de ces techniques sur la résistance, la rigidité, la ductilité et le comportement sismique des structures.
6. Comparer les avantages et les limites des solutions de renforcement étudiées

5. Méthodologie du mémoire

Afin d'atteindre les objectifs fixés, la démarche adoptée dans ce mémoire repose sur une approche méthodique combinant une étude théorique approfondie et une application pratique basée sur une analyse structurale détaillée. Cette démarche s'articule autour des étapes suivantes :

1. Une étude bibliographique portant sur le risque sismique, la vulnérabilité des bâtiments en béton armé et les principes fondamentaux du renforcement parasismique.
2. Une analyse critique des différentes techniques de renforcement utilisées en génie civil, qu'elles soient traditionnelles ou innovantes.

3. Une étude approfondie des systèmes de renforcement par matériaux composites à base de fibres de carbone (CFRP) ainsi que du chemisage en béton armé, en mettant en évidence leurs mécanismes de fonctionnement et leurs domaines d'application.
4. La présentation d'un cas d'étude réel portant sur un bâtiment en béton armé, incluant la description de l'ouvrage, le prédimensionnement des éléments structuraux et les hypothèses de calcul adoptées.
5. L'évaluation de l'apport des techniques de renforcement étudiées sur l'amélioration des performances structurales, notamment en termes de résistance, de ductilité et de comportement sismique global.

6. Organisation du mémoire

Le présent mémoire est structuré en deux parties principales, organisées en quatre chapitres, afin d'assurer une progression logique allant des fondements théoriques vers l'application pratique.

Première partie : Étude théorique et revue bibliographique

Cette partie est consacrée à l'analyse des concepts fondamentaux liés au comportement sismique des structures et à la synthèse des travaux scientifiques et normatifs existants. Elle comprend notamment :

- Les méthodes d'investigation, de diagnostic et d'évaluation de la vulnérabilité des structures existantes.
- Les différentes techniques de renforcement parasismique, aussi bien traditionnelles qu'innovantes.
- Les principes de la conception parasismique et l'approche basée sur la performance, avec référence au Règlement Parasismique Algérien (RPA).

Cette partie est développée à travers les chapitres suivants :

- **Chapitre I** : État du bâti existant et vulnérabilité des structures face au risque sismique.
- **Chapitre II** : Méthodes de renforcement des structures, avec un accent particulier sur le renforcement par fibres de carbone (CFRP) et par chemisage en béton armé.

Deuxième partie : Application pratique et notice de calcul

Cette partie est dédiée à l'étude appliquée et à la validation des concepts théoriques développés précédemment, à travers l'analyse d'un cas réel. Elle inclut :

- La présentation détaillée du bâtiment étudié.
- Le prédimensionnement et la modélisation des éléments structuraux.
- L'analyse sismique, notamment non linéaire, et l'identification des mécanismes de défaillance.
- Le dimensionnement et le ferrailage des éléments structuraux après renforcement.

Cette partie est structurée comme suit :

- **Chapitre III** : Présentation du cas d'étude et modélisation.
- **Chapitre IV** : Modélisation et vérifications du RPA.
- **Chapitre V** : Résultats de l'analyse, dimensionnement des éléments renforcés et interprétation des résultats.

7. Conclusion

Enfin, une conclusion générale synthétise les principaux résultats obtenus, met en évidence l'efficacité des techniques de renforcement étudiées et souligne l'intérêt des systèmes innovants, notamment le CFRP et le chemisage, dans l'amélioration de la sécurité et de la performance parasismique des bâtiments existants et neufs. Des recommandations techniques sont également proposées en vue de la réhabilitation sismique des structures, sur la base des enseignements tirés de l'analyse non linéaire.

CHAPITRE 01 :
État du Bâti et Vulnérabilité des
Structures Face au Risque Sismique

1. Introduction

Les séismes représentent l'un des aléas naturels les plus destructeurs en raison de leur apparition soudaine et de leur fort potentiel de dommages. À l'échelle mondiale, des milliers d'événements sismiques sont enregistrés chaque année, entraînant des pertes humaines et matérielles importantes, en particulier dans les zones fortement urbanisées. L'ampleur des dégâts ne dépend pas uniquement de la magnitude du séisme, mais résulte principalement de la vulnérabilité du bâti exposé ainsi que de la qualité des pratiques de conception et de construction adoptées (Chopra, 2012 ; Paulay & Priestley, 1992).

Dans ce cadre, l'état du parc bâti existant joue un rôle déterminant dans la réponse des structures aux sollicitations sismiques. Les constructions réalisées sans prise en compte suffisante des exigences parasismiques, ou ayant subi des dégradations dues au vieillissement des matériaux et au manque d'entretien, présentent une vulnérabilité accrue face aux actions dynamiques induites par les séismes. L'ingénierie parasismique vise précisément à analyser ce comportement, à évaluer les vulnérabilités structurelles et à proposer des stratégies de renforcement permettant de réduire les dommages tout en assurant la sécurité des occupants (Mazzolani, 2006 ; FEMA 356, 2000).

Ainsi, l'analyse de la vulnérabilité sismique des bâtiments constitue une étape essentielle dans toute démarche de réduction du risque sismique. Elle repose sur l'identification des caractéristiques structurelles, des systèmes porteurs, des matériaux utilisés, ainsi que du niveau de conformité aux réglementations parasismiques en vigueur. Cette démarche permet d'estimer les dommages potentiels et de hiérarchiser les interventions sur le parc bâti existant.

Par ailleurs, l'Algérie, située dans une zone de convergence active entre les plaques africaine et eurasienne, est particulièrement exposée au risque sismique, notamment dans sa partie nord (Benouar, 1994 ; Harbi, Maouche & Benouar, 2004). Plusieurs séismes destructeurs survenus dans cette région ont mis en évidence la forte vulnérabilité d'une part importante du bâti, caractérisée par l'hétérogénéité des techniques constructives, la présence de constructions anciennes et, dans certains cas, une application insuffisante des règles parasismiques (Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique [CGS], 2012). Dans ce contexte, l'étude de l'état du bâti et de sa vulnérabilité sismique en Algérie du Nord constitue un enjeu majeur pour la réduction des pertes humaines et matérielles lors des futurs événements sismiques (Bouhadad et al., 2011).

2. Notions générales sur les séismes

Un tremblement de terre résulte d'une libération soudaine de l'énergie accumulée dans la croûte terrestre, généralement associée aux déplacements des plaques tectoniques le long des failles géologiques. Cette énergie se propage sous forme d'ondes sismiques, provoquant des secousses du sol susceptibles d'engendrer des dommages significatifs aux constructions.

Un séisme est ainsi défini comme une libération brusque d'énergie emmagasinée dans la croûte terrestre, entraînant la propagation d'ondes sismiques (Bolt, 2004). Cette énergie est principalement liée aux mouvements des plaques tectoniques (Shearer, 2009).

Les principales catégories d'ondes sismiques sont :

- Les ondes de volume (ondes P et ondes S)
- Les ondes de surface, responsables des dommages les plus importants observés sur les structures (Kramer, 1996)

L'intensité d'un séisme peut être caractérisée par différentes échelles, notamment l'échelle de Richter pour la magnitude et les échelles MSK ou Mercalli pour l'intensité des effets observés (Richter, 1935).

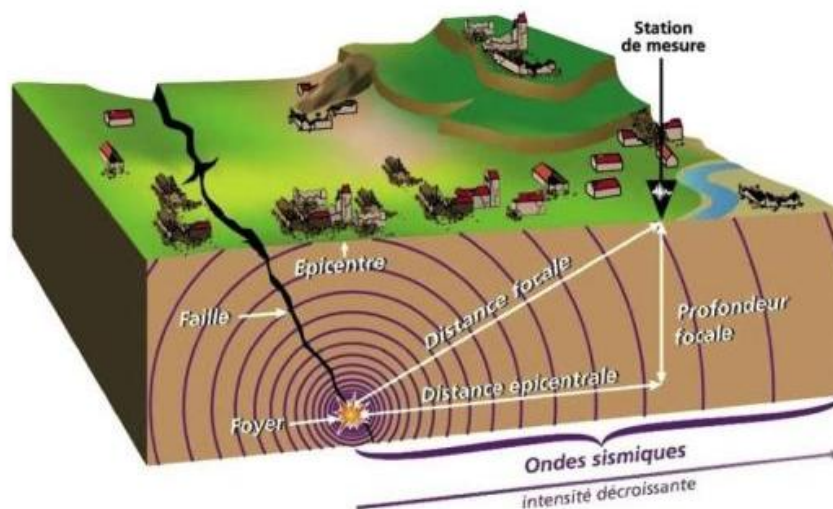


Figure 1.1. Mécanisme de rupture lors d'un séisme
(Observatoire Régional des Risques Majeurs ORRM)

3. État du bâti et vulnérabilité sismique

À l'échelle mondiale, la vulnérabilité sismique des structures est fortement conditionnée par la qualité du parc bâti existant, son ancienneté, ainsi que son degré de conformité aux normes

parasismiques modernes. Dans ce contexte général, les régions situées dans des zones sismiques actives présentent des niveaux de risque particulièrement élevés, en raison de la coexistence de constructions récentes et d'un patrimoine bâti ancien souvent insuffisamment adapté aux exigences actuelles de sécurité sismique.

Dans le cas de l'Algérie, et plus particulièrement dans le nord, cette problématique est encore plus marquée. En effet, le parc bâti existant se caractérise par une grande hétérogénéité en termes d'âge, de typologie structurale et de qualité constructive (Benouar, 1994 ; Bouhadid & El Mourabit, 2002). Une part importante de ces constructions a été réalisée avant l'introduction et la généralisation des règlements parasismiques algériens (RPA), ce qui implique une prise en compte insuffisante des actions sismiques lors de leur conception (CGS, 2003 ; Hamdane & Bensenouci, 2010).

Les bâtiments anciens, généralement dimensionnés principalement pour les charges gravitaires, présentent fréquemment des déficiences structurelles significatives, telles qu'un confinement insuffisant du béton, un mauvais ancrage des armatures et des détails constructifs inadéquats au niveau des nœuds poutre-poteau. Ces insuffisances ont été largement observées dans le parc bâti algérien, notamment après le séisme de Boumerdès en 2003 (Yelles-Chaouche et al., 2004 ; CGS, 2004). Par ailleurs, les irrégularités en plan et en élévation, souvent dues à des extensions non contrôlées ou à des modifications architecturales successives, constituent un facteur aggravant de la vulnérabilité sismique des bâtiments en Algérie (Bendimerad, 2005 ; Hentati & Bensalem, 2011). Les retours d'expérience des séismes majeurs ayant touché le pays, tels que ceux d'El Asnam (1980) et de Boumerdès (2003), ont clairement mis en évidence la relation directe entre l'état du bâti existant et l'ampleur des dommages observés (Benouar, 1994 ; CGS, 2004).



Figure I.2. Dommages importants causés au parc bâti lors du séisme dans Algérie

4. Contexte sismique en Algérie

L'Algérie est située dans une région géodynamique active, à la limite de convergence entre la plaque africaine et la plaque eurasienne. Cette interaction tectonique, caractérisée par des mouvements de compression et de chevauchement, est à l'origine d'une sismicité modérée à forte, principalement concentrée dans la partie nord du pays (Benouar, 1994). Les chaînes telliennes, qui longent le littoral méditerranéen, constituent la zone la plus exposée aux séismes en raison de la présence de nombreuses failles actives.

L'aléa sismique en Algérie se manifeste essentiellement le long du littoral nord et des régions telliennes, où se concentre également la majorité de la population et du parc bâti. Cette coïncidence entre zones sismiquement actives et zones fortement urbanisées accroît considérablement le risque sismique national.

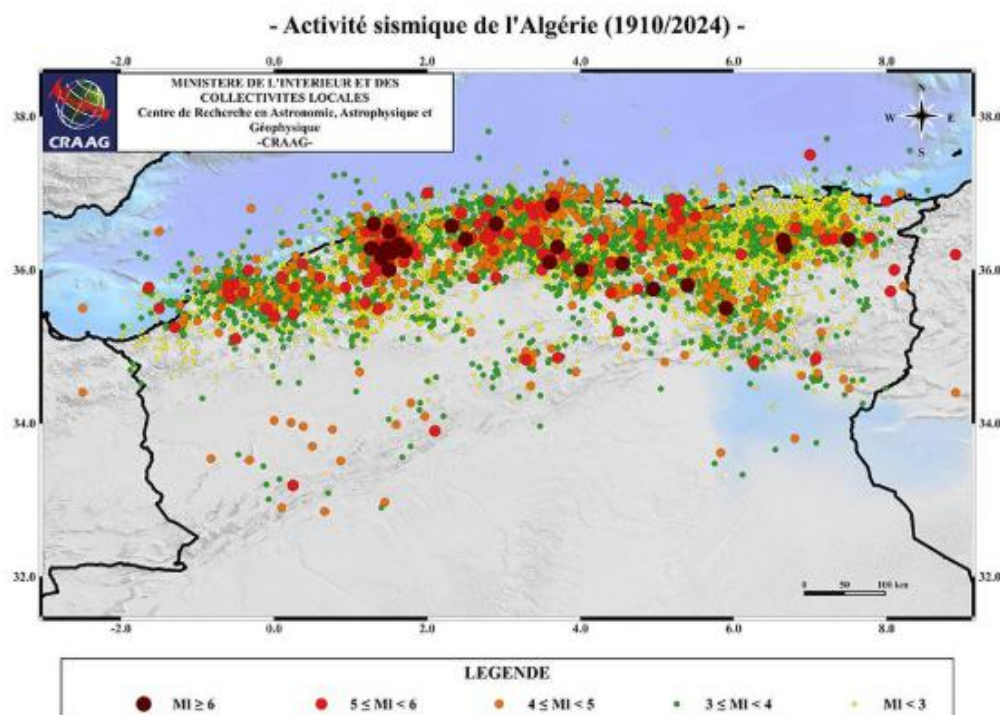


Figure I.3. Répartition spatiale de l'activité sismique en Algérie (1910–2024)

4.1. Séismes majeurs historiques

L'histoire sismique de l'Algérie est marquée par plusieurs événements destructeurs qui ont profondément influencé la perception du risque sismique et l'évolution des normes de construction :

- **Le séisme d'El Asnam (1980) :**

D'une magnitude de 7,3, ce séisme est considéré comme l'un des plus violents

enregistrés en Méditerranée occidentale. Il a causé l'effondrement massif de bâtiments en béton armé et mis en évidence de graves insuffisances dans la conception et l'exécution des structures.

- **Le séisme de Boumerdès (2003) :**

Avec une magnitude de 6,8, cet événement a provoqué d'importantes pertes humaines et matérielles (Yelles et al., 2004). Il a particulièrement touché des bâtiments récents, révélant des problèmes liés au non-respect des règles parasismiques et à la qualité des matériaux.

- **Le séisme d'Aïn Témouchent (1999) :**

Bien que de magnitude plus modérée, ce séisme a causé des dégâts significatifs, soulignant la vulnérabilité des constructions courantes dans les villes de l'ouest algérien.



Figure 1.4. Effets du séisme de Boumerdès

Ces événements sismiques ont mis en évidence la vulnérabilité élevée du parc bâti existant, notamment des bâtiments construits avant l'introduction ou la généralisation des règlements parasismiques. Les principales causes de cette vulnérabilité incluent :

- L'absence de conception parasismique,
- Le non-respect des règles de ferrailage,
- La dégradation des matériaux due au vieillissement,
- Et les modifications architecturales non contrôlées.

Face à cette situation, les autorités algériennes ont progressivement renforcé le cadre réglementaire, avec l'instauration et l'actualisation du Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 / Version 2003). Ce règlement vise à améliorer la sécurité des nouvelles constructions. Toutefois, un grand nombre de bâtiments anciens demeurent insuffisamment protégés, ce qui justifie le recours à des stratégies d'évaluation de la vulnérabilité et de renforcement parasismique, thème central de ce mémoire.

Séisme	Année	Magnitude (MW)	Pertes humaines	Pertes matérielles
Séisme d'El Asnam	1980	7.3	≈ 2 633 morts ≈ 8 000 blessés	Destruction de plus de 80 % du tissu urbain Effondrement massif des bâtiments en béton armé
Séisme de Boumerdès	2003	6.8	≈ 2 278 morts ≈ 11 450 blessés	Plus de 180 000 logements endommagés Dégâts sévères aux infrastructures (routes, ports, hôpitaux)
Séisme d'Aïn Témouchent	1999	5.8	≈ 22 morts ≈ 300 blessés	Dommages importants aux habitations traditionnelles et bâtiments publics
Séisme de Zemmouri	1716	~7.0	Plusieurs milliers de morts (estimation historique)	Destruction quasi totale des villes côtières concernées

Tableau 1.1 Spécificité du contexte sismique dans le nord de l'Algérie

4.2. Modes de ruine des structures sous action sismique

Sous l'effet des charges cycliques induites par les séismes, les structures en béton armé ou en maçonnerie peuvent atteindre différents états limites conduisant à la rupture. Ces mécanismes dépendent fortement de la qualité de conception, du détail constructif, de la régularité structurale ainsi que de la ductilité globale du système (Chopra, 2012 ; Paulay & Priestley, 1992).

On distingue principalement les modes de ruine suivants :

1) Rupture fragile par cisaillement

Ce mode apparaît lorsque la capacité en cisaillement des éléments (poteaux, poutres, voiles) est insuffisante. Il est caractérisé par une rupture brutale, sans grande déformation préalable, ce qui est particulièrement dangereux en zone sismique.



Figure 1.5. Rupture fragile par cisaillement dans les éléments en béton armé (Eurocode 8, 2004)

2) Flambement des éléments comprimés

Le flambement concerne principalement les poteaux élancés soumis à des efforts de compression combinés à des sollicitations latérales. Sous séisme, les cycles alternés aggravent le phénomène et peuvent entraîner une perte soudaine de capacité portante.



Figure 1.6. Flambement des poteaux sous charges sismiques (Kramer, 1996)

3) Mécanisme d'étage souple (soft story)

L'étage souple est l'un des modes de ruine les plus fréquents en milieu urbain. Il se produit lorsqu'un niveau (souvent le rez-de-chaussée) possède une rigidité nettement inférieure aux autres niveaux, provoquant une concentration des déformations et un effondrement localisé.



Figure 1.7. Effondrement par mécanisme d'étage souple (Paulay & Priestley, 1992)

4) Effets de torsion excessive

La torsion apparaît lorsque le centre de masse ne coïncide pas avec le centre de rigidité, générant des rotations globales du bâtiment. Cette irrégularité en plan amplifie les efforts dans certains éléments structuraux.

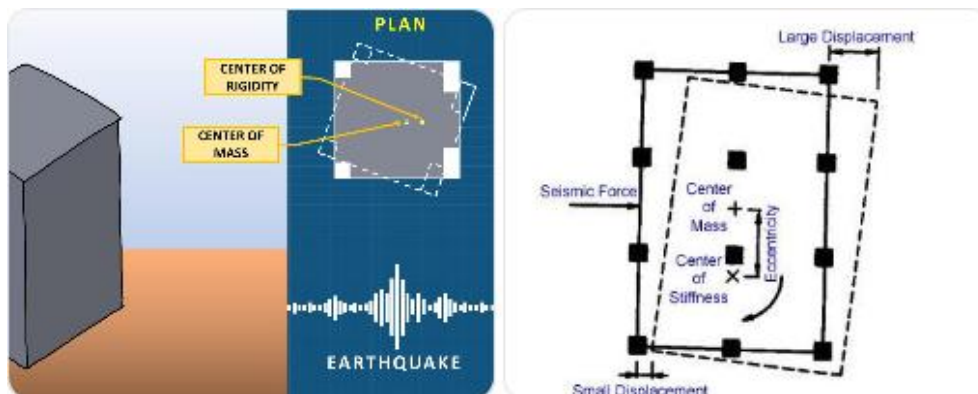


Figure 1.8. Déformation en torsion d'une structure sous séisme

Synthèse

Ces différents modes de ruine montrent que la vulnérabilité sismique ne dépend pas uniquement de l'intensité de l'aléa, mais surtout de la conception structurale et du niveau de ductilité assuré. Une conception parasismique adéquate vise précisément à éviter les ruptures fragiles et à favoriser des mécanismes ductiles contrôlés.

5. Concept de performance sismique

Le concept de performance sismique repose sur l'évaluation du comportement global d'une structure soumise à différents niveaux d'excitation sismique. Il ne se limite pas à vérifier la résistance ultime, mais vise à contrôler les niveaux de dommages admissibles selon l'intensité du séisme et l'usage du bâtiment (FEMA 356, 2000 ; Chopra, 2012).

1) Niveaux de performance sismique

L'approche moderne de conception basée sur la performance définit plusieurs états limites :

- **Occupation immédiate (Immediate Occupancy)** : dommages très limités, bâtiment fonctionnel après séisme
- **Sauvegarde des vies (Life Safety)** : dommages modérés, mais sécurité des occupants assurée
- **Prévention de l'effondrement (Collapse Prevention)** : dommages importants, stabilité globale maintenue

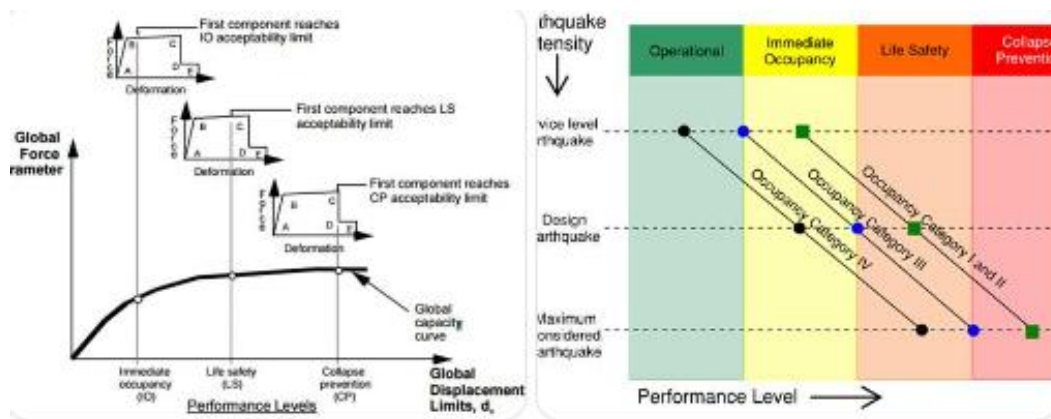


Figure 1.9. Niveaux de performance sismique et états de dommages associés

2) Renforcement parasismique des structures existantes

Dans le cas des ouvrages existants, souvent non conformes aux normes modernes, le renforcement parasismique constitue une solution essentielle pour améliorer leur comportement.

Les objectifs principaux sont :

- Augmentation de la résistance latérale
- Amélioration de la rigidité globale
- Accroissement de la ductilité
- Réduction des déplacements inter-étages



Figure 1.10. Renforcement parasismique des structures

Synthèse

L'approche de la performance sismique ne se limite pas à la simple vérification de la résistance ; elle intègre une vision globale du comportement structurel. Associée aux techniques modernes de renforcement, cette approche constitue une stratégie efficace pour réduire la fragilité des bâtiments existants.

6. Spécificité du contexte sismique dans le nord de l'Algérie

Le nord de l'Algérie se caractérise par un contexte sismique complexe résultant de l'interaction entre la dynamique tectonique régionale et une forte concentration des enjeux urbains et socio-économiques. Cette combinaison fait de cette région un espace où l'aléa sismique et la vulnérabilité urbaine interagissent de manière directe, amplifiant ainsi le risque global. Les principales zones urbanisées se développent dans des couloirs côtiers et sub-littoraux fortement exposés aux failles actives, ce qui accentue l'impact potentiel des événements sismiques (Benouar, 1994 ; CRAAG, 2004).

Au-delà de l'aléa naturel, la spécificité du nord algérien réside surtout dans la transformation rapide de son tissu urbain. L'expansion des villes s'est souvent réalisée sans une maîtrise complète des contraintes géotechniques et sismiques, conduisant à une densification importante et à une coexistence de typologies structurelles très différentes. Cette hétérogénéité influence directement la réponse des bâtiments lors des secousses, en créant des comportements dynamiques irréguliers et difficilement prévisibles (Yelles-Chaouche et al., 2004).

Dans ce cadre, les villes d'Oran et de Sidi Bel Abbès représentent deux configurations urbaines complémentaires permettant d'illustrer cette problématique. Oran, en tant que métropole côtière,

est marquée par une forte concentration de bâtiments à plusieurs niveaux, souvent issus de différentes phases d'urbanisation rapide. Cette superposition de styles constructifs entraîne une variabilité importante dans la rigidité et la résistance des structures, ce qui augmente la sensibilité du bâti aux effets sismiques.

Sidi Bel Abbès, quant à elle, présente une structure urbaine relativement plus homogène mais composée majoritairement d'immeubles en béton armé de hauteur moyenne, construits dans une période d'extension urbaine accélérée. Cette homogénéité apparente masque toutefois des déficiences structurelles similaires, notamment liées aux pratiques constructives anciennes et à l'évolution progressive des normes de conception.

Dans les deux villes, la vulnérabilité sismique ne dépend pas uniquement de l'intensité de l'aléa, mais également de la manière dont le tissu urbain a été planifié et construit. Les irrégularités structurelles, les modifications architecturales post-construction et la qualité variable de l'exécution jouent un rôle déterminant dans la performance sismique globale des bâtiments.

Ainsi, le contexte du nord algérien, et plus particulièrement celui d'Oran et de Sidi Bel Abbès, illustre clairement que le risque sismique résulte d'une interaction complexe entre l'aléa naturel, la croissance urbaine et les caractéristiques du bâti existant, nécessitant une approche intégrée pour l'évaluation et la réduction de la vulnérabilité.



Figure 1.11. Bâti résidentiel en béton armé à Oran, caractérisé par des immeubles de hauteur moyenne construits avant l'application généralisée des règlements parasismiques modernes.



Figure 1.12. Immeubles en béton armé de type R+4 à R+8 à Sidi Bel Abbès. (constructions, réalisées majoritairement avant les révisions récentes des normes parasismiques, présentent une vulnérabilité accrue face aux sollicitations sismiques).

7. Diagnostic structurel des bâtiments existants

1. Objectifs du diagnostic structurel

Le diagnostic structurel vise à :

- Évaluer l'état réel des éléments porteurs (poteaux, poutres, voiles, planchers)
- Identifier les désordres existants (fissurations, dégradations du béton, corrosion des armatures)
- Vérifier la conformité du bâtiment aux exigences réglementaires actuelles
- Fournir une base fiable pour l'analyse de la vulnérabilité sismique



Figure 1.13. Diagnostic de structures existantes - Structures Bâtiment

2. Méthodes d'investigation

Le diagnostic repose sur plusieurs niveaux d'analyse :

a) Inspection visuelle

Elle permet de détecter les pathologies apparentes telles que :

- Fissures verticales ou diagonales dans les poteaux,
- Fissures en cisaillement dans les poutres,
- Déformations excessives ou défauts d'alignement.

b) Investigations in situ et essais non destructifs

Ces investigations comprennent notamment :

- Essais sclérotiques pour estimer la résistance du béton,
- Détection de l'enrobage et du ferrailage,
- Carottages localisés pour vérifier les caractéristiques mécaniques réelles.

c) Analyse documentaire

L'étude des plans d'exécution, des notes de calcul et de l'historique du bâtiment permet d'identifier :

- L'année de construction,
- Le règlement parasismique appliqué,
- Les éventuelles modifications ou extensions non contrôlées.

8. Conclusion

Ce chapitre a permis de présenter les notions essentielles liées aux séismes ainsi que leurs effets sur les structures. Il a mis en évidence que les dommages observés lors des événements sismiques dépendent principalement de la vulnérabilité du bâti, de sa conception et de la qualité de sa réalisation, plutôt que de la seule intensité du séisme.

L'étude du contexte algérien a montré que le nord du pays est particulièrement exposé au risque sismique, avec un parc bâti hétérogène et souvent ancien, ce qui augmente la sensibilité des constructions aux actions sismiques. Les principaux modes de ruine des structures ont également été abordés, soulignant l'importance des mécanismes fragiles et des irrégularités structurelles.

Enfin, il apparaît que l'évaluation de la performance sismique et le diagnostic des bâtiments existants constituent des étapes fondamentales pour comprendre leur comportement et proposer des solutions de renforcement adaptées, dans le but de réduire la vulnérabilité globale du bâti.

CHAPITRE 02 :
Techniques de Renforcement
Parasismique

1. Introduction

Face au vieillissement des ouvrages et à l'évolution croissante des exigences de charge, les ingénieurs ont dû recourir à des méthodes de réhabilitation traditionnelles, souvent lourdes à mettre en œuvre et peu adaptées aux contraintes des chantiers modernes. Le collage de plats métalliques sous les dalles ou la mise en place de contreventements, bien que répandus, constituaient des interventions encombrantes nécessitant une préparation importante. L'essor des matériaux composites a permis de dépasser ces limitations.

Une nouvelle approche s'impose aujourd'hui dans le secteur du BTP, offrant une solution innovante de réparation et de consolidation structurelle. Elle consiste à coller des éléments composites lamelles ou tissus directement sur les surfaces des structures existantes, principalement en béton, afin d'en améliorer la résistance à la flexion, au cisaillement et d'en accroître la durabilité. Cette solution porte le nom de renforcement par fibres de carbone (CFRP Carbon Fiber Renforce Polymère).

Selon l'ACI 440.2R-17, cette méthode est aujourd'hui largement utilisée pour la réhabilitation des structures grâce à sa facilité de mise en œuvre et son efficacité mécanique élevée. De plus, le fib Bulletin 14 précise que les matériaux FRP peuvent agir comme une armature externe, venant compléter ou remplacer l'acier dans les zones sollicitées en traction.



Figure 2.1. Modèle de collage de fibre de carbone sur un élément en béton armé

2. Composants du système CFRP

Le système CFRP est un matériau composite employé sous forme de lamelles rigides ou de tissus souples collés sur les surfaces des éléments à renforcer au moyen de résines époxydiques à haute performance. Le principe de cette technique repose sur la reprise des efforts de traction par les fibres de carbone, permettant ainsi de compenser les insuffisances du béton dans les zones tendues et d'améliorer la capacité portante des structures.



Figure 2.2. Tissu de fibre de carbone (CFRP)

2.1 Les fibres de carbone

Les fibres de carbone se distinguent par des propriétés mécaniques remarquables qui en font un matériau de choix pour le renforcement structurel. Elles offrent notamment une résistance à la traction particulièrement élevée, pouvant atteindre 3 000 à 4 000 MPa, associée à un module d'élasticité important et à une excellente tenue face aux agressions chimiques et à la corrosion (Hollaway, FRP Composites for Reinforced and Prestressed Concrete Structures).

2.2 Les formes d'application

Les fibres de carbone se déclinent sous deux formes principales adaptées aux différents types d'interventions :

- **Les lamelles** (ou plats carbone) : bandes rigides préfabriquées, d'une largeur comprise entre 50 et 150 mm et d'une épaisseur moyenne de 1,2 mm. Leurs fibres sont orientées dans une seule direction, leur conférant une résistance optimale dans l'axe de sollicitation (source : spécifications techniques Sika CarboDur).

- **Les tissus** : disponibles sous forme tissée ou unidirectionnelle, ils offrent une grande souplesse d'application sur des géométries complexes.

2.3 Les résines époxydiques

Les résines époxydiques constituent un élément indissociable du système de renforcement. Leur rôle est double : assurer une adhérence optimale entre le béton support et le matériau composite, et garantir une transmission efficace des efforts entre les deux matériaux. La qualité du collage représente un facteur déterminant pour la performance globale du système (Guide technique STRRES).

3. Principe de fonctionnement

Le principe du renforcement par CFRP repose sur une réalité fondamentale du béton : sa faible résistance à la traction. Le matériau composite vient ainsi suppléer ou compléter les armatures en acier en reprenant les efforts de traction selon le type de sollicitation (fib Bulletin 90) :

- **En flexion** : les lamelles sont collées en sous-face des poutres pour contrecarrer les contraintes de traction.
- **En cisaillement** : les tissus sont appliqués sur les faces latérales des éléments structuraux.
- **En compression** : le confinement des poteaux par enroulement de tissus permet d'en augmenter la résistance et la ductilité.

4. Technique de mise en œuvre



Figure 2.3. Phases de mise en œuvre du renforcement par fibres de carbone

a) Préparation du support

La première étape consiste à préparer soigneusement la surface du béton. Celle-ci doit être saine, propre et exempte de toute trace d'huile, de poussière ou de laitance. Un sablage ou un grenaillage est généralement effectué afin d'obtenir une rugosité suffisante, garantissant une adhérence optimale de la résine. Les zones dégradées ou carbonatées sont préalablement réparées à l'aide de mortiers de ragréage adaptés.

b) Application de la résine époxydique

Une couche de résine époxydique est appliquée uniformément sur la surface préparée. Cette résine, soigneusement dosée et mélangée selon les prescriptions du fabricant, joue le rôle de liant entre le béton et le composite. Son épaisseur et son homogénéité sont contrôlées afin d'éviter tout point de faiblesse dans l'interface.

c) Pose du matériau composite

Le tissu ou la lamelle de fibre de carbone est ensuite appliqué sur la résine encore fraîche. Un roulage soigneux est effectué pour chasser les bulles d'air et assurer un contact intime et uniforme entre le composite et le support. Dans le cas des lamelles, un positionnement précis est indispensable pour que les fibres soient parfaitement alignées dans la direction des efforts à reprendre.

d) Polymérisation et contrôle

Après la pose, la résine est laissée à polymériser dans des conditions de température et d'humidité conformes aux recommandations techniques. Une fois le durcissement achevé, des contrôles sont réalisés notamment par test au marteau ou par thermographie infrarouge afin de détecter d'éventuels décollements ou défauts d'adhérence.

e) Protection et finition

En fonction de l'environnement d'exposition, une protection supplémentaire peut être appliquée sur le composite, notamment contre les rayonnements ultraviolets, le feu ou les chocs mécaniques, afin de préserver ses performances sur le long terme. Le CFRP est une technique de collage à froid elle ne nécessite ni chauffage ni équipements lourds (TR55, Concrete Society).

5. Avantages et inconvénients du CFRP

Avantages	Inconvénients
• Résistance à la traction très élevée (3 000–4 000 MPa) • Poids 5–6× inférieur à l'acier • Totalemment insensible à la corrosion • Faible épaisseur, sans modification de la géométrie • Mise en œuvre rapide, sans équipements lourds • Efficace en zone sismique	• Coût initial élevé du matériau composite • Nécessite une main-d'œuvre qualifiée • Sensible aux UV sans protection • Comportement fragile en cas de rupture (pas de ductilité propre)

Tableau 2.1. Avantages et inconvénients du CFRP

Face aux défis croissants de la réhabilitation du patrimoine bâti, le renforcement par fibres de carbone représente une avancée majeure dans l'arsenal des ingénieurs en génie civil. Là où les méthodes traditionnelles imposaient des interventions lourdes, coûteuses et perturbantes, le CFRP apporte une réponse élégante et efficace : intervenir avec précision, sans alourdir la structure, sans immobiliser longtemps le chantier, et sans compromettre la durabilité de l'ouvrage.

Au-delà de ses performances mécaniques remarquables, c'est la polyvalence de cette technique qui en fait une solution d'avenir. Qu'il s'agisse de reprendre des efforts de flexion, de cisaillement, de confiner un poteau ou de renforcer un ouvrage en zone sismique, le CFRP s'adapte à chaque situation avec une simplicité de mise en œuvre que peu de matériaux peuvent offrir.

6. Le Chemisage en Béton Armé

Le chemisage est une technique de renforcement très utilisée dans le domaine du génie civil. Elle consiste à ajouter une couche de béton armé contenant des armatures supplémentaires afin d'augmenter la résistance mécanique, la rigidité et la capacité portante d'un élément structurel existant poteau, poutre ou voile. Cette méthode est utilisée dans les travaux de réhabilitation des bâtiments, la réparation des structures endommagées ainsi que le renforcement parasismique.

Son principe repose sur une action conjuguée de plusieurs mécanismes complémentaires : l'augmentation de la section résistante, l'amélioration de la capacité portante, le confinement du béton, le renforcement de la rigidité de l'élément, ainsi que l'amélioration du comportement sismique de la structure. Le chemisage s'impose aujourd'hui comme l'une des techniques les plus efficaces dans le domaine de la réhabilitation structurale.



Figure 2.4. Renforcement d'un poteau par chemisage en béton armé

6.1. Objectifs du chemisage

6.1.1 Augmentation de la résistance

Le chemisage permet d'accroître la résistance des éléments structuraux sollicités en compression, en flexion ou en cisaillement, en augmentant leur section et en améliorant leur capacité à reprendre les charges appliquées.

6.1.2 Réparation des dégradations

Cette technique intervient en réponse à diverses formes de détérioration que peut subir une structure au cours de sa vie : dommages causés par la corrosion des armatures, apparition de fissures, effets des séismes, dégâts liés aux incendies, ou insuffisances résultant d'erreurs de conception initiales.

6.1.3 Renforcement parasismique

Sur le plan sismique, le chemisage contribue à améliorer la ductilité des éléments structuraux, leur permettant ainsi de mieux dissiper l'énergie lors d'un séisme et de résister aux déformations imposées sans rupture fragile.

6.1.4 Augmentation de la durée de vie

En protégeant les éléments existants contre les agressions extérieures humidité, agents chimiques, cycles thermiques le chemisage améliore significativement la durabilité des ouvrages et prolonge leur durée de service.

6.2. Principe structural du chemisage

Le chemisage en béton armé consiste à envelopper l'élément existant d'une nouvelle couche de béton armé, augmentant ainsi sa section transversale. De nouvelles armatures longitudinales et transversales sont disposées autour de la structure d'origine, puis un béton frais est coulé pour former une enveloppe résistante solidaire de l'élément existant. Le béton nouveau et l'ancien travaillent conjointement pour reprendre les charges appliquées, tandis que les armatures transversales assurent un rôle essentiel de confinement du béton, améliorant sa résistance et sa ductilité.

6.3. Types de poteaux et configurations de chemisage

6.3.1. Poteau centré

Un poteau centré est un élément structural situé à l'intérieur du bâtiment, entouré de poutres ou de planchers sur l'ensemble de ses côtés. Le chemisage s'effectue généralement sur ses quatre faces, permettant ainsi d'agir de manière uniforme et symétrique sur l'élément, afin d'augmenter la résistance en compression, renforcer la rigidité, améliorer la capacité portante, et assurer un meilleur confinement du béton.

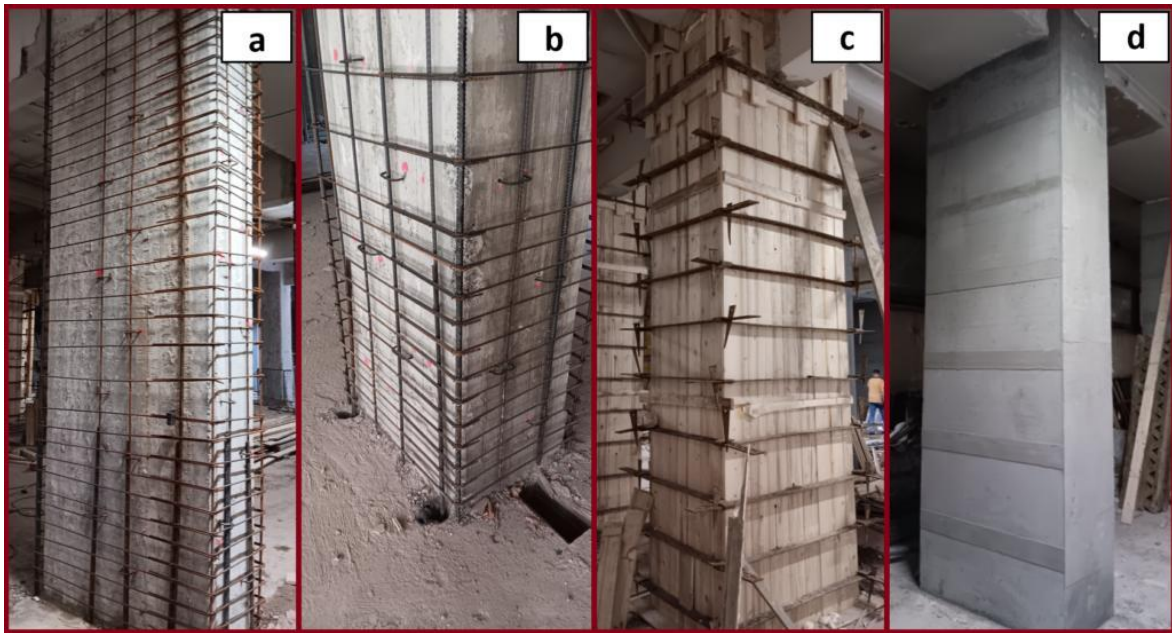


Figure 2.5. Étapes de chemisage en béton armé d'un poteau centré

6.3.2. Poteau de rive

Le poteau de rive est un élément structural situé en périphérie du bâtiment, dont une ou plusieurs faces sont généralement adossées à la façade ou difficilement accessibles. Son renforcement constitue une opération délicate, car sa position en façade l'expose à des contraintes à la fois architecturales et structurelles importantes qui limitent les possibilités d'intervention.

En raison de ces contraintes d'accessibilité, le chemisage d'un poteau de rive ne peut pas toujours être réalisé sur la totalité de ses faces. L'intervention est donc adaptée à la configuration existante : elle peut être effectuée sur trois faces uniquement, ou avec des épaisseurs variables selon l'espace disponible autour de l'élément.



Figure 2.6. Chemisage en béton armé d'un poteau de rive (vue schématique)

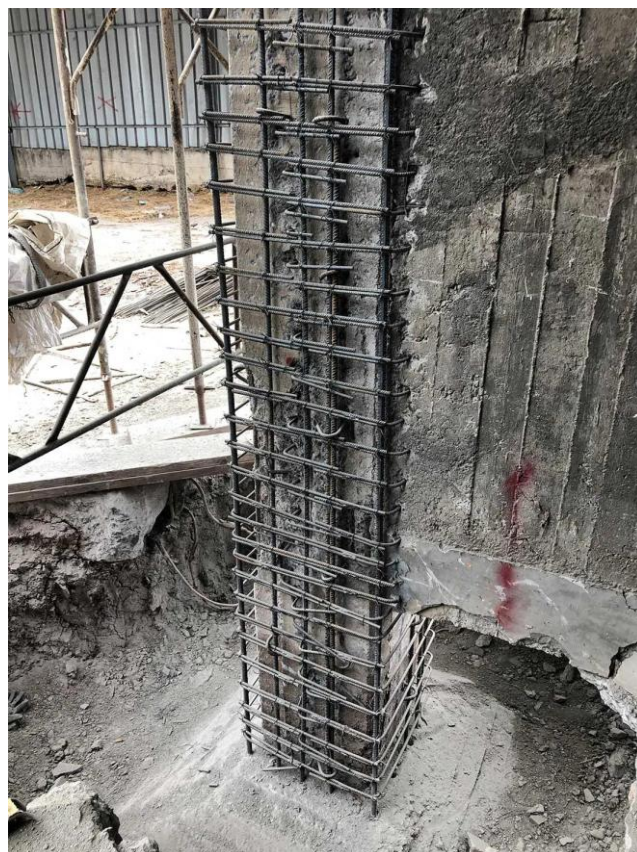


Figure 2.7. Chemisage en béton armé d'un poteau de rive (détail d'armatures)



Figure 2.8. Phases de réalisation du chemisage en béton armé sur chantier

6.4.. Mise en œuvre du chemisage en béton armé

La réalisation du chemisage en béton armé suit un processus rigoureux dont chaque étape conditionne la qualité et l'efficacité du renforcement :

Étape 1 : Préparation du support

La surface du béton existant est piquée et scarifiée afin d'éliminer toute zone dégradée et d'obtenir un support sain, rugueux et exempt de poussière ou de laitance. Cette étape est déterminante pour garantir une bonne adhérence entre l'ancien et le nouveau béton.

Étape 2 : Mise en place des armatures

De nouvelles armatures longitudinales et transversales sont disposées autour de l'élément existant. Des goujons de couture sont également scellés dans le béton d'origine afin d'assurer la liaison mécanique entre les deux matériaux.

Étape 3 : Coffrage

Un coffrage étanche est mis en place autour des armatures pour délimiter la section finale de l'élément renforcé et éviter toute fuite de laitance lors du coulage.

Étape 4 : Coulage du béton

Un béton sans retrait est coulé soigneusement à l'intérieur du coffrage, puis vibré pour garantir une mise en place homogène et l'absence de vides.

Étape 5 : Cure et finition

Après le décoffrage, une cure adéquate est assurée afin de prévenir la fissuration due au retrait et de permettre une hydratation complète du béton, garantissant ainsi ses performances mécaniques à long terme.

6.5. Avantages et inconvénients du chemisage

Avantages	Inconvénients
• Augmentation significative de la résistance • Amélioration de la rigidité et du comportement sismique • Technique maîtrisée et éprouvée sur chantier • Bonne durabilité à long terme	• Augmentation sensible des dimensions de l'élément • Majoration du poids propre de la structure • Temps d'exécution relativement long

Tableau 2.2. Avantages et inconvénients du chemisage

Le chemisage en béton armé constitue une technique de renforcement structurel fiable et polyvalente, parfaitement adaptée à la réhabilitation des ouvrages existants. En augmentant la section résistante, en améliorant la ductilité et en assurant un meilleur confinement du béton, il répond efficacement aux exigences de résistance, de durabilité et de comportement sismique.

Malgré certaines contraintes liées à l'augmentation des dimensions et du poids propre des éléments, il demeure l'une des solutions les plus utilisées dans les projets de renforcement, grâce à sa maîtrise technique éprouvée et à ses performances reconnues sur le long terme.

7. Conclusion :

En conclusion, le renforcement des structures existantes peut être assuré par différentes techniques dont le choix dépend des exigences du projet. Le renforcement par fibres de carbone (CFRP) représente une solution innovante et moderne, caractérisée par sa légèreté,

sa rapidité d'exécution et ses performances mécaniques élevées. À l'inverse, le chemisage en béton armé constitue une technique conventionnelle, largement reconnue et validée par de nombreuses applications dans le domaine du génie civil. Grâce à sa fiabilité et à son efficacité éprouvée, il demeure une référence pour le renforcement des structures. Ainsi, ces deux méthodes offrent des solutions complémentaires, alliant innovation technologique et expérience constructive, afin d'assurer la sécurité, la durabilité et la pérennité des ouvrages.

CHAPITRE 03 :
Présentation du Cas d'Étude et
Modélisation

Partie 01 : Présentation du Cas d'Étude

1. Introduction

Comme tout projet de Génie Civil, l'ouvrage en question doit être conçu et calculé pour assurer sa stabilité, qui repose sur la solidité des divers composants structuraux tels que les colonnes, les poutres et les parois, exposés à diverses contraintes (compression, flexion, cisaillement, etc.).

Cette résistance est garantie en fonction des matériaux employés, particulièrement le béton armé, ainsi que de leurs propriétés mécaniques et géométriques. L'objectif premier est de garantir la sécurité des utilisateurs pendant la phase de construction et d'exploitation, tout en maintenant un coût optimal sur le plan économique.

Le dimensionnement et la mise en place du ferrailage des éléments porteurs se font conformément aux normes actuelles, dont le BAEL 91, le CBA 93 et le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003 et RPA2024), en recourant à des techniques de calcul standardisées ainsi qu'aux caractéristiques des matériaux (béton et acier).

Le projet concerne l'analyse d'un édifice de R+8 destiné à des fins résidentielles et commerciales. Ce projet sera réalisé dans la wilaya de Sidi Bel Abbes. Cette localité est considérée comme une zone à faible risque (zone I) conformément au règlement parasismique actuel en Algérie (RPA 99-version 2003).

Selon le règlement parasismique en cours en Algérie (RPA 2024), cette région est catégorisée comme étant (zone IV).

On a opté pour une structure hybride comptant des poteaux-poutres, accompagnée de voiles de contreventement qui garantissent la stabilité horizontale de la construction.

- **L'immeuble comprend**

- Un sous-sol destiné au stationnement
- Un rez-de-chaussée et huit (8) niveaux destinés au logement
- Un balcon qui ne peut être atteint
- Des cages d'escaliers
- Une cabine d'ascenseur

Réglementation

Afin de garantir la stabilité de notre ouvrage ainsi que la sécurité des usagers nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur en Algérie à savoir :

- Règles de calcul du béton armé aux états limites (B.A.E.L 91, révisé 99).
- CBA 93

- Le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003).
- Le règlement parasismique algérien (RPA 2024).
- Documentation technique réglementaire (DTR).
- CBA 93 (code du béton armé).
- *Norme NF en 1992-1-1 – Eurocode 2*
- *Aci440.2r*

- **Caractéristiques géométriques du bâtiment**

Paramètre	Valeur (m)
Longueur Totale (Lx)	24.90
Largeur Totale (Ly)	21.50
Hauteur Totale (H)	34.00
Hauteur Sous-sol	3.40
Hauteur RDC / Étages courants	3.06

Tableau 3.1. Caractéristiques géométriques du bâtiment

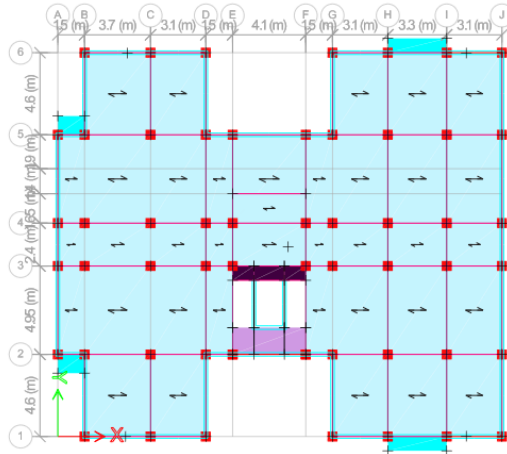
- **Données du site :**

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le règlement parasismique Algérien RPA

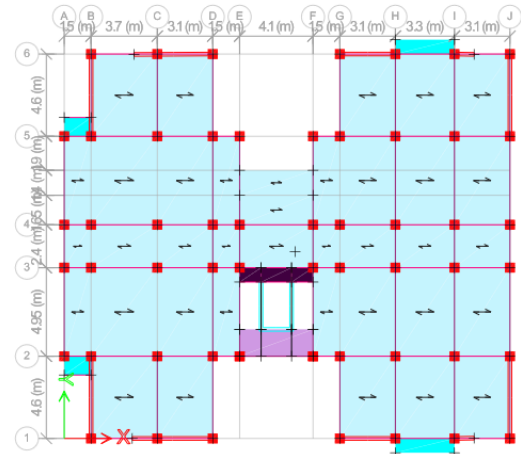
99 (version 2003) comme zone sismique (I). Et par RPA2024 comme zone IV

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.

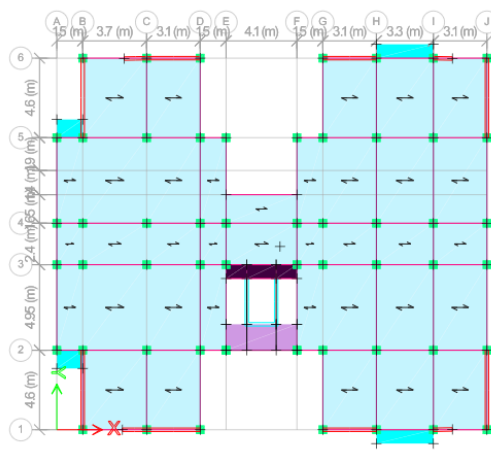
Le site est considéré comme meuble (S3).



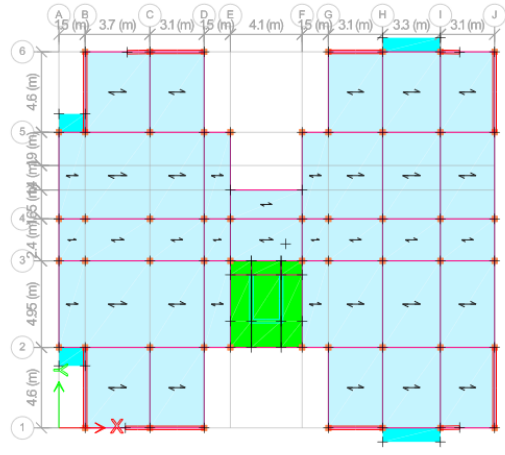
H,sous-sol (niv : 0.00)



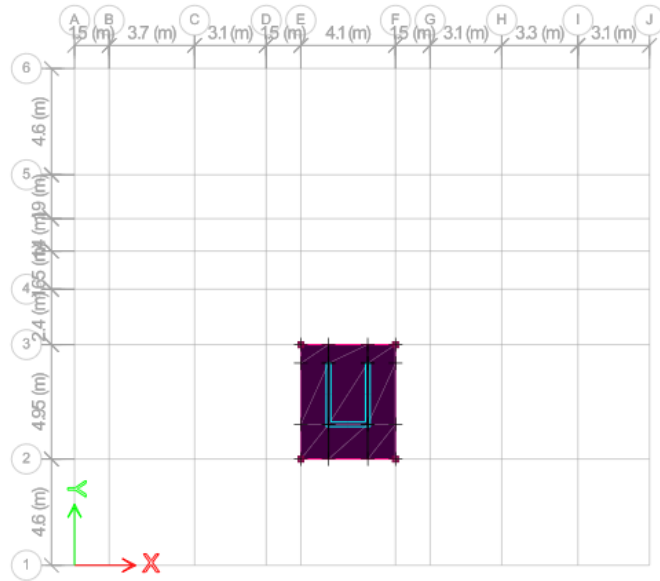
RDC (niv : 3.40)



Etage courant (Niv : 3.06m --- 27.88m)

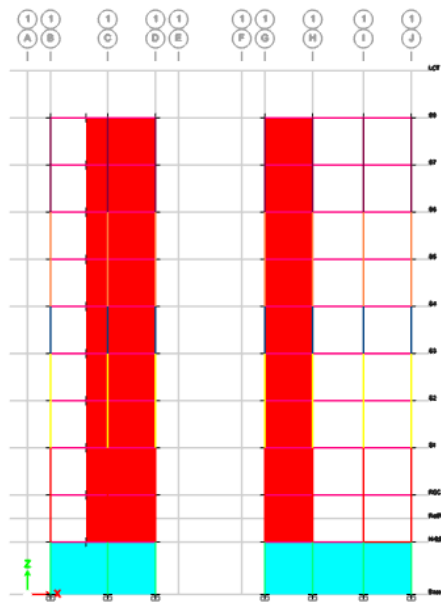


Terrasse (niv : 30.94m)

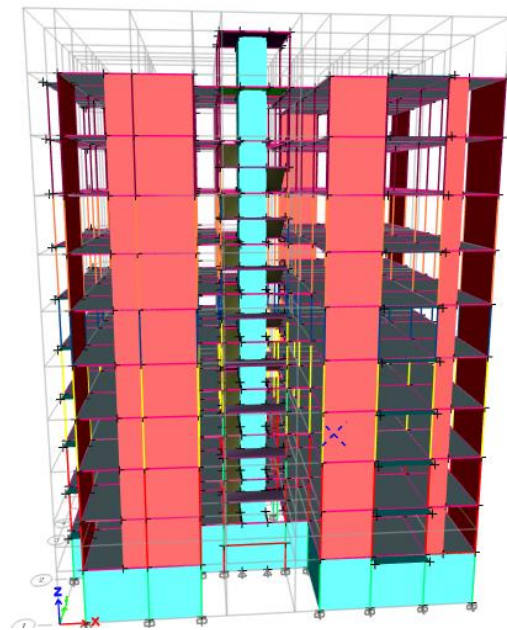


Locale technique (Niv : 34 m)

Figure 3.1. Vue en plan I



YZ



XZ

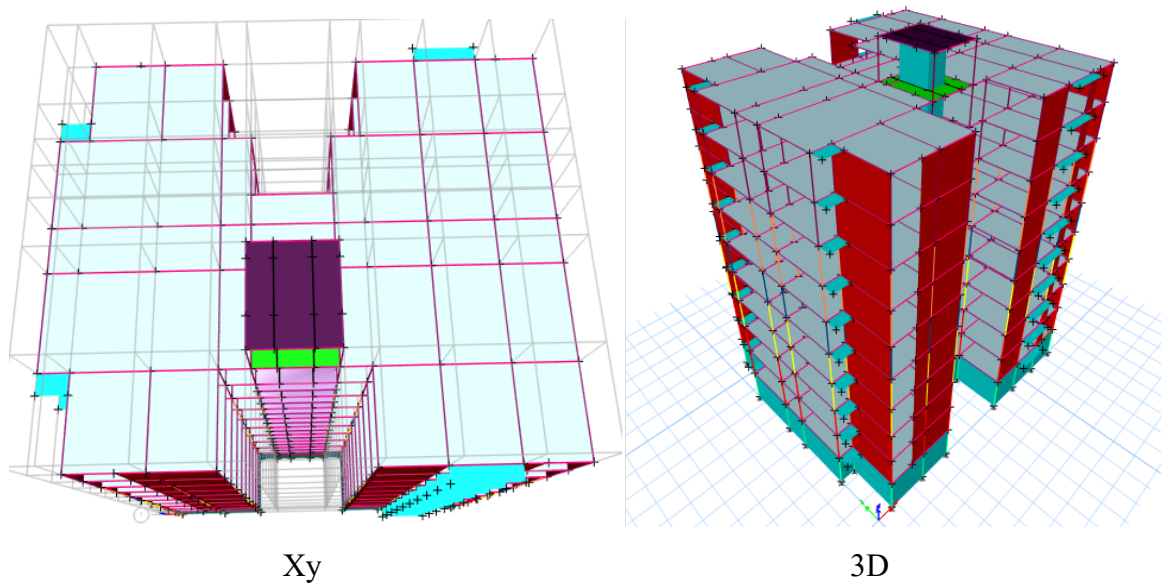


Figure 3.2. Vue en plan 2

• Caractéristiques des matériaux

1. Béton :

❖ Résistance à la compression :

La résistance caractéristique du béton à la compression, notée f_{cj} , représente la valeur minimale de résistance que 95 % des éprouvettes de béton atteignent à l'âge de 28 jours. Cette résistance est déterminée à partir d'essais de compression réalisés sur des éprouvettes normalisées, conformément aux normes en vigueur.

Dans mon étude, la valeur de f_{cj} constitue un paramètre fondamental de dimensionnement, car elle conditionne directement la sécurité, la stabilité et la durabilité des éléments structuraux en béton armé.

Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} par :

- Pour $j \leq 28$ jours :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83 j} f_{c28} \text{ si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95 j} f_{c28} \text{ si } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

- Pour $j > 28$ jours :

$$f_{cj} = f_{c28} \quad (\text{on considère la résistance à compression constante après 28 jours}).$$

Pour ce projet, on prendra : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

❖ Résistance spécifique du béton en traction :

La résistance caractéristique du béton à la traction, notée f_{ct} , est définie comme la valeur minimale de résistance atteinte par 95 % des éprouvettes de béton soumises à une sollicitation de traction.

Le règlement rappelle que le béton est faiblement résistant en traction, avec des valeurs généralement comprises entre 2 et 5 MPa, en fonction de la classe du béton et de ses conditions de mise en œuvre.

Dans le cadre du calcul parasismique, cette résistance est prise en compte principalement pour l'évaluation de la fissuration, la vérification des états limites de service, ainsi que pour l'appréciation du comportement ductile des éléments en béton armé soumis à des efforts de traction ou de flexion sous actions sismiques.

En conception sismique, le RPA 2024 considère que la résistance en traction du béton ne doit pas être mobilisée à l'état limite ultime, celle-ci étant assurée par les armatures, tandis que le béton contribue essentiellement à la rigidité initiale et au contrôle de la fissuration.

Document Technique Réglementaire D.T.R-BC 2.48 :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

Pour $j = 28$, on a : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ MPa}$.

❖ Proportion de ciment :

Le dosage en ciment, exprimé en kg/m^3 , correspond à la quantité de ciment contenue dans un mètre cube de béton. Il influence directement la résistance, la durabilité et la qualité du béton. Un dosage insuffisant réduit les performances mécaniques, tandis qu'un dosage excessif peut provoquer des fissurations dues au retrait et à la chaleur d'hydratation.

Pour le présent projet, un dosage de 350 kg/m^3 est adopté afin de satisfaire les exigences de résistance et de durabilité des éléments en béton armé.

❖ Module de déformation longitudinale instantané du béton :

Le module de déformation longitudinale instantané du béton, également appelé module d'élasticité instantané, caractérise la rigidité du béton sous l'effet d'une charge de compression appliquée instantanément. Il traduit la relation entre la contrainte et la

déformation élastique immédiate, en excluant les effets différés tels que le fluage ou les déformations plastiques.

Ce module dépend principalement de la résistance à la compression du béton et de sa composition. Il est généralement déterminé à partir de la pente initiale de la courbe contrainte-déformation obtenue lors des essais de compression.

Il constitue un paramètre essentiel pour le calcul des déformations et la conception des structures en béton armé.

Conformément aux prescriptions réglementaires, le module instantané est évalué par la relation :

$$E_{ij} = 11\,000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour un béton de résistance $f_{c28} = 25$ MPa, on obtient :

$$E_{ij} = 32\,164 \text{ MPa}$$

❖ Module de déformation longitudinale différé du béton :

Le module de déformation longitudinale différé du béton, également appelé module de fluage, caractérise la déformation progressive du béton dans le temps sous l'effet d'une charge constante, en complément de la déformation instantanée élastique. Il prend en compte les phénomènes de fluage et de retrait, responsables des déformations différées.

Ce module est inférieur au module instantané, car le béton continue à se déformer sous l'action des charges permanentes. Il est essentiel pour l'évaluation des déformations à long terme, la limitation des fissurations et la garantie de la durabilité des structures en béton armé.

Il est déterminé par la relation :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

Pour $f_{c28} = 25$ MPa, on obtient :

$$E_{vj} = 10\,818.86 \text{ MPa}$$

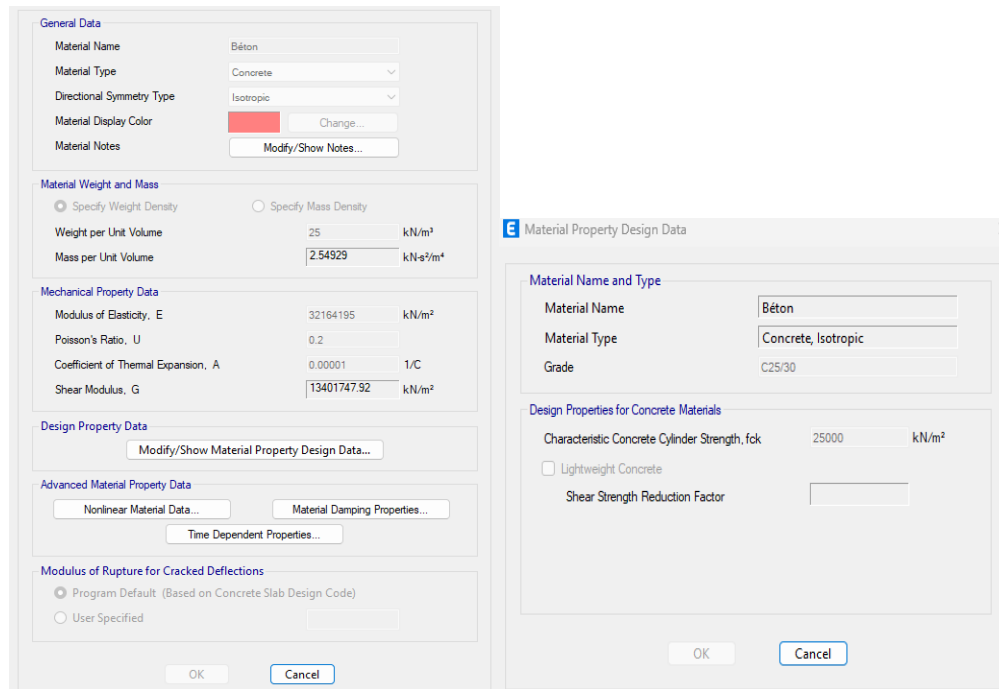


Figure 3.3. Matériaux Béton (ETABS)

2. Acier :

❖ Acier haute adhérence :

L'acier haute adhérence est un type d'acier utilisé dans le béton armé, caractérisé par une surface nervurée permettant une meilleure adhérence avec le béton. Cette adhérence améliore le comportement mécanique global des structures et augmente leur résistance. La nuance de l'acier définit ses propriétés mécaniques, notamment la limite d'élasticité. (Norme NF EN 1992-1-1 – Eurocode 2)

Pour ce projet, on adopte : FeE400, avec une limite d'élasticité $f_y = 400\text{MPa}$.

❖ Treillis soudés :

Les treillis soudés pour dalles de compression sont des armatures préfabriquées constituées de fils d'acier soudés en réseau. Ils sont utilisés pour renforcer les dalles en béton, limiter la fissuration et améliorer la répartition des charges dans les zones de compression. (Norme NF EN 1992-1-1 – Eurocode 2)

Pour ce projet, on adopte : TL 520, avec une limite d'élasticité $f_y = 400\text{MPa}$.

❖ **Aciers transversaux :**

Les aciers transversaux sont des barres d'armature disposées perpendiculairement aux aciers longitudinaux dans les éléments en béton armé. Ils assurent la résistance aux efforts de cisaillement, le confinement du béton et améliorent la ductilité et la stabilité globale des éléments structuraux. (*Norme NF EN 1992-1-1 – Eurocode 2*) Pour ce projet, on adopte : FeE400, avec une limite d'élasticité $f_y = 400$ MPa.

3. Site d'implantation :

❖ **Catégorisation des sites :**

Selon le RPA 2024 (Règles Parasismiques Algériennes), les sites sismiques sont classés en fonction des caractéristiques géologiques et géotechniques des sols, lesquelles influencent directement l'amplification des mouvements sismiques et le comportement dynamique des structures. Dans ce cadre, le site ferme, correspondant au sol de type 3, se caractérise par des sols moyennement rigides à rigides, tels que les sols denses ou les roches altérées, présentant une capacité modérée d'amplification des ondes sismiques. Ce type de sol offre un comportement intermédiaire entre les sols rocheux (sol 1) et les sols meubles (sols 4 et 5). La classification en sol 3 (site ferme) est essentielle pour la détermination des paramètres de calcul parasismique (spectre de réponse, coefficients d'amplification, périodes caractéristiques), afin d'adapter correctement la conception des structures aux conditions locales du sol et d'assurer un niveau de sécurité et de performance sismique conforme aux exigences du RPA 2024.

A partir de RPA 2024 site meuble $\Rightarrow$ sol 3

❖ **Contrainte admissible :**

La contrainte admissible correspond à la valeur maximale de contrainte (force rapportée à l'unité de surface) que peut supporter un matériau ou le sol de fondation en phase de service, sans risque de rupture, d'instabilité ou de déformations excessives susceptibles d'affecter le bon fonctionnement de l'ouvrage. Elle constitue un paramètre essentiel dans le dimensionnement des structures, en particulier pour les fondations, afin de garantir la sécurité, la stabilité et la durabilité de la construction.

Conformément aux principes de calcul des structures en béton armé définis par la norme NF EN 1992-1-1 (Eurocode 2), et sur la base des données géotechniques du site, la contrainte admissible du sol adoptée pour ce projet est :

$$\sigma_{adm} = 2,00 \text{ bar} = 200 \text{ kN/m}^2 \text{ (200 kPa)}$$

Cette valeur est utilisée pour vérifier que les contraintes transmises par l'ouvrage au sol restent inférieures à la contrainte admissible, assurant ainsi un comportement satisfaisant de la structure sous les charges de service.

❖ Tassement :

Le tassement est le phénomène de déformation verticale du sol résultant de la réduction de son volume sous l'effet des charges appliquées, notamment celles transmises par les ouvrages de fondation. Il se manifeste par un affaissement progressif du sol, susceptible d'entraîner des déplacements des fondations et, par conséquent, d'affecter le comportement et la durabilité des structures édifiées.

Conformément aux principes du calcul géotechnique définis par la norme NF EN 1997 (Eurocode 7), l'analyse des tassements constitue une étape essentielle dans la vérification des états limites de service (ELS), afin de s'assurer que les déformations restent compatibles avec l'usage normal de l'ouvrage.

Pour le présent projet, le tassement total estimé est :

$$\Delta s = 0,44 \text{ cm} = 0,0044 \text{ m}$$

Cette valeur est inférieure aux limites admissibles généralement recommandées pour les structures courantes, ce qui permet de conclure à un comportement satisfaisant des fondations en service.

❖ Raideur du sol :

La raideur du sol caractérise sa capacité à s'opposer aux déformations sous l'effet des charges appliquées. Elle traduit la rigidité globale du sol et est généralement exprimée par un coefficient reliant la contrainte appliquée au tassement correspondant. Ce paramètre est fondamental en géotechnique, car il permet d'évaluer le comportement du sol sous les fondations et son interaction avec la structure.

Conformément aux principes du calcul géotechnique définis par la norme NF EN 1997 (Eurocode 7), la raideur verticale du sol peut être estimée par la relation suivante :

$$K = \frac{\sigma_s}{\Delta s}$$

Où :

- σ_s : Est la contrainte appliquée au sol.

- Δs : Est le tassement vertical correspondant.

Pour le présent projet, en considérant une contrainte admissible de $\sigma_s = 200 \text{ kN/m}^2$ et un tassement total de $\Delta s = 0,0044 \text{ m}$, la raideur du sol est évaluée à :

$$K = 45\,454,00 \text{ kN/m}^3$$

Cette valeur traduit une raideur satisfaisante du sol de fondation, compatible avec les exigences de stabilité et de déformations admissibles à l'état limite de service, garantissant ainsi un comportement acceptable de l'ouvrage sous les charges de service.

4. Ancrage :

L'ancrage est un procédé constructif utilisé en génie civil pour assurer la fixation efficace et durable d'un élément structurel à son support, qu'il s'agisse du béton, du sol ou de la roche. Il permet la transmission sécurisée des efforts de traction, de compression et de cisaillement entre la structure et son milieu d'appui, contribuant ainsi à la stabilité globale et à la sécurité de l'ouvrage.

Conformément aux principes de calcul et de dimensionnement définis par la norme NF EN 1992-1-1 (Eurocode 2), la longueur d'ancrage doit être suffisante pour garantir l'adhérence nécessaire et prévenir tout phénomène d'arrachement ou de glissement.

Pour le présent projet, la longueur d'ancrage adoptée est :

$$L_a = 4,00 \text{ m}$$

Cette valeur assure une transmission adéquate des efforts vers le support et répond aux exigences de sécurité et de durabilité requises pour le bon comportement de la structure.

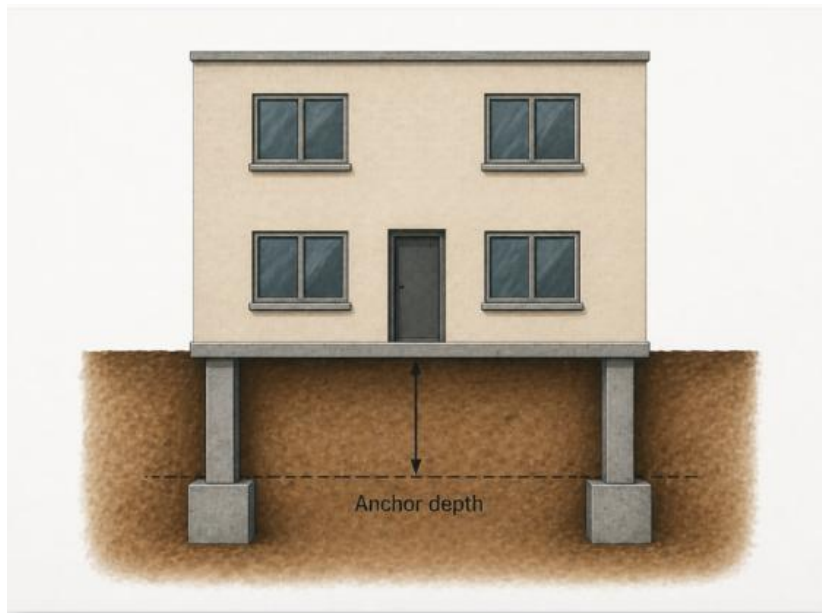


Figure 3.4. Ancrage

5. Combinaisons de calcul des actions :

Les combinaisons de calcul représentent l'association réglementaire des différentes actions appliquées à une structure, notamment les charges permanentes (G), les charges d'exploitation ou variables (Q), ainsi que, le cas échéant, les actions exceptionnelles telles que les actions sismiques.

Elles sont définies afin de reproduire de manière réaliste les situations les plus défavorables auxquelles l'ouvrage peut être soumis au cours de sa durée de vie, et constituent une étape fondamentale dans la vérification de la sécurité et de la stabilité des structures.

1. État Limite Ultime (ELU) :

L'État Limite Ultime (ELU) correspond à la situation au-delà de laquelle la structure risque la ruine, la perte de stabilité globale ou locale, ou la rupture d'un élément porteur. Il est utilisé pour le dimensionnement des éléments structuraux et pour garantir un niveau de sécurité suffisant face aux sollicitations maximales susceptibles de se produire.

Dans ce cadre, la combinaison de calcul retenue pour les efforts normaux est exprimée par:

$$N_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

Où :

- G : Représente les charges permanentes,
- Q : Représente les charges variables ou d'exploitation.

2. État Limite de Service (ELS) :

L'État Limite de Service (ELS) vise à assurer que la structure demeure apte à l'usage, confortable et durable sous les conditions normales d'exploitation, sans dégradations Excessives (fissuration, flèches, vibrations, etc.).

Les vérifications à l'ELS permettent de contrôler le comportement de l'ouvrage en service, sans atteindre les états de rupture définis à l'ELU.

La combinaison de calcul utilisée à l'ELS pour les efforts normaux est donnée par :

$$N_u = G + Q$$

Cette combinaison reflète les conditions d'exploitation courantes, sans application de coefficients de majoration de sécurité.

6. Combinaisons d'actions sismiques :

Les combinaisons d'actions correspondent à la prise en compte simultanée des différentes actions appliquées à une structure, à savoir les actions permanentes (G), les actions variables (Q et le sections sismiques (E).

En zone sismique, ces combinaisons jouent un rôle fondamental dans le dimensionnement parasismique, car elles permettent d'évaluer les sollicitations maximales auxquelles la structure peut être soumise lors d'un séisme, afin d'en garantir la sécurité et la stabilité. Conformément au RPA 2024, les combinaisons sismiques sont établies de manière à intégrer l'effet conjoint des charges gravitaires et des composantes de l'action sismique.

1. Composantes horizontales de l'action sismique :

Les composantes horizontales de l'action sismique représentent les forces latérales induites par le mouvement du sol lors d'un séisme. Elles constituent les actions les plus influentes dans le comportement dynamique des structures et sont essentielles pour le dimensionnement parasismique.

Selon le RPA 2024, les combinaisons de calcul intégrant les composantes horizontales sont exprimées comme suit :

$$\begin{cases} G + \psi Q + E_1 \\ G + \psi Q + E_2 \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} E_1 = \pm E_x \pm 0,3 E_y \\ E_2 = \pm 0,3 E_x \pm E_y \end{cases}$$

Où :

- E_x Et E_y sont respectivement les composantes sismiques horizontales suivant les directions principales de la structure,
- ψ : Est le coefficient de combinaison des charges variables.

Cette approche permet de tenir compte de l'effet simultané des deux directions horizontales, en considérant une direction principale et une direction secondaire pondérée.

2. Composante verticale de l'action sismique :

La composante verticale de l'action sismique correspond à une force dynamique verticale générée par le séisme. Bien que souvent négligée dans les zones de faible sismicité, elle peut devenir significative dans certaines conditions et doit alors être intégrée au calcul afin d'assurer la résistance et la stabilité globales de la structure.

Les combinaisons de calcul incluant la composante verticale sont données par :

$$\begin{cases} G + \psi Q + E_3 \\ G + \psi Q + E_4 \\ G + \psi Q + E_5 \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} E_3 = \pm E_x \pm 0,3 E_y \pm 0,3 E_z \\ E_4 = \pm 0,3 E_x \pm E_y \pm 0,3 E_z \\ E_5 = \pm 0,3 E_x \pm 0,3 E_y \pm E_z \end{cases}$$

Où E_z représente la composante verticale de l'action sismique.

7. Condition de prise en compte de la composante verticale :

Selon le RPA 2024, la prise en compte de la composante verticale de l'action sismique est exigée lorsque la condition suivante est vérifiée :

$$A_v \times I \times g > 0,25 g$$

Où :

- A_v : Est le coefficient d'accélération verticale,
- I : est le coefficient d'importance de l'ouvrage,
- g : Est l'accélération de la pesanteur.

Lorsque cette condition est satisfaite, la composante verticale doit impérativement être intégrée à l'analyse sismique et au dimensionnement de la structure.

	Zonage sismique	Coefficient d'accélération			
		A.I (horizontal)	A _v .I (vertical)		
			Catégorie d'Importance		
		1A	1B	2	3
I	0.07 I	0.054	0.046	0.039	0.031
II	0.10 I	0.077	0.066	0.055	0.044
III	0.15 I	0.116	0.099	0.083	0.066
IV	0.20 I	0.252	0.216	0.180	0.144
V	0.25 I	0.315	0.270	0.225	0.180
VI	0.30 I	0.378	0.324	0.270	0.216

L'action sismique verticale, A_v, est obligatoire lorsque (A_v.I.g) dépasse **0.25 g**

Coefficient d'importance, I	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
I	1.40	1.20	1	0.80

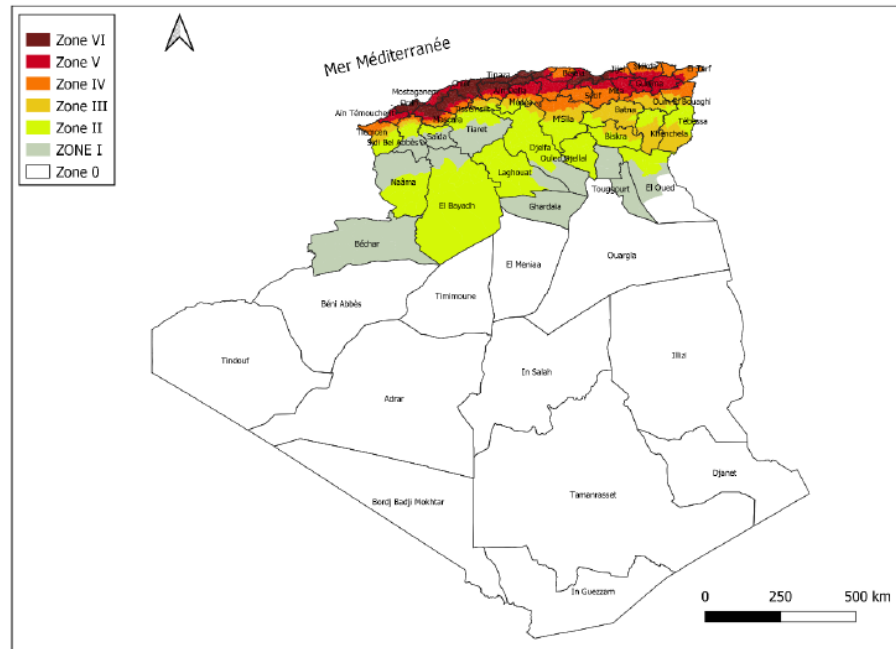
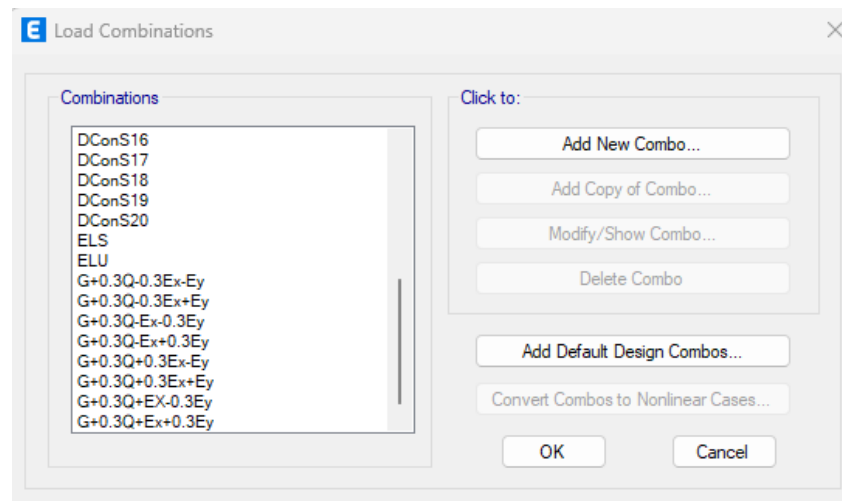


Figure 3.4. Selon RPA coef A et coef I

Pour ce projet 1 : $\Rightarrow \begin{cases} \text{sidi bel Abbés} \Rightarrow \text{zone 4} \\ \text{bâtiment d'habitation} \Rightarrow \text{importance 2} \end{cases}$

En se basant sur les critères de conception adoptés par le RPA 2024, il a été constaté que le produit $A_v \times I \times g$ est égal à 0,225 g, valeur inférieure au seuil réglementaire de 0,25 g.

Par conséquent, l'effet de la composante verticale de l'action sismique n'a pas été pris en compte dans les calculs et le dimensionnement structural de ce projet, conformément aux prescriptions du règlement parasismique en vigueur.



Et Pour ce projet 2: $\Rightarrow \begin{cases} \text{oran} \Rightarrow \text{zone 6} \\ \text{bâtiment d'habitation} \Rightarrow \text{importance 2} \end{cases}$

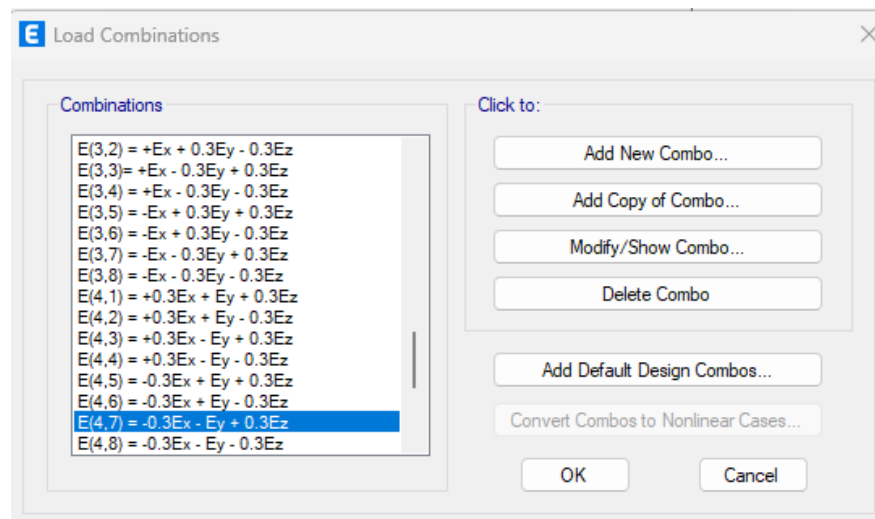


Figure 3.5. Selon ETABS combinaison action

8. Descente de charges :

La descente de charges est le processus d'analyse par lequel les différentes charges appliquées à un ouvrage sont transmises progressivement des éléments porteurs horizontaux, tels que les planchers et les toitures, vers les éléments porteurs verticaux (poutres, poteaux, voiles ou murs porteurs), puis finalement vers les fondations. Cette étape est essentielle pour le dimensionnement des éléments structuraux et pour assurer la stabilité globale de la structure.

Conformément au DTR-BC 2.2, la descente de charges est réalisée à partir de charges de référence normalisées, permettant de garantir la sécurité, la fiabilité et la conformité réglementaire de l'ouvrage, par l'application des valeurs de charges et des coefficients de sécurité prescrits.

1. Types de charges prises en compte :

1. Charges permanentes (G) :

Les charges permanentes sont des actions constantes dans le temps, principalement liées au poids propre des matériaux de construction et des éléments fixes de l'ouvrage. Elles comprennent notamment le poids des planchers, des poutres, des poteaux, des murs porteurs, des toitures, ainsi que des équipements intégrés à la structure. L'évaluation de ces charges est effectuée sur la base des caractéristiques géométriques des éléments et des masses volumiques des matériaux utilisés.

2. Charges d'exploitation (Q) :

Les charges d'exploitation sont des actions variables dont l'intensité dépend de l'usage et de la destination des locaux. Elles incluent le poids des personnes, du mobilier, des équipements mobiles, ainsi que les charges liées aux activités spécifiques exercées dans les espaces considérés. Ces charges sont définies conformément aux prescriptions du DTR-BC 2.2, en fonction de la nature de l'ouvrage et de son mode d'utilisation.

9. Plancher d'étage courant en corps creux Évaluation des charges :

Le plancher d'étage courant en corps creux est dimensionné en considérant les charges permanentes (G) et les charges d'exploitation (Q), conformément aux prescriptions du DTR-BC 2.2.

Les charges permanentes regroupent le poids propre des éléments constitutifs du plancher ainsi que les éléments fixes associés à son usage.

Plancher étage courant corps creux	
Carrelage ép =2cm (2x0.2)	0.40 KN/m ²
Chape de mortier de ciment (e=5cm)	1.00 KN/ m ²
Plancher corps creux (16+4) cm	2.85 KN/ m ²
Enduit en plâtre sous plafond épaisseur 2cm (0.10x20)	0.20 KN/ m ²
Cloison de sa partition	1.00 KN/ m ²
Charges permanentes	G = 5.45 KN/ m²
Surcharge d'exploitation	Q = 1.50 KN/m²

Tableau 3.2. Plancher étage courant corps creux

10. Plancher d'étage courant en dalle pleine Évaluation des charges :

Le plancher d'étage courant en dalle pleine est dimensionné en tenant compte des charges permanentes (G) et des charges d'exploitation (Q), conformément aux prescriptions du DTR-BC 2.2.

Les charges permanentes correspondent au poids propre de la dalle et aux éléments fixes associés à son usage.

Plancher étage courant dalle pleine	
Carrelage ép.=2cm (2x0.2)	0.40 KN/m ²
Chape de mortier de ciment (e=5cm)	1.00 KN/ m ²
Dalle pleine ép. 20cm	5.00 KN/ m ²
Enduit en plâtre sous plafond épaisseur 2cm (0.10x20)	0.20 KN/ m ²
Cloison de se partition	1.00 KN/ m ²
Charges permanentes	g = 7.6 KN/ m²
Surcharge d'exploitation	q = 2.5 KN/m²

Tableau 3.3. Plancher étage courant dalle pleine

11. Balcon d'étage courant Évaluation des charges :

Le balcon d'étage courant est dimensionné en considérant les charges permanentes (G) ainsi que les charges d'exploitation (Q), conformément aux prescriptions du DTR-BC 2.2.

Les charges permanentes regroupent le poids propre des différentes couches constitutives

de la dalle ainsi que les éléments fixes associés, tandis que la surcharge d'exploitation est définie en fonction de l'usage extérieur du balcon.

Balcon étage courant	
Carrelage ép=2cm (2x0.2)	0.40 KN/m ²
Chape de mortier de ciment (e=5cm)	1.00 KN/ m ²
Dalle pleine EP 20cm	5.00 KN/ m ²
Enduit en plâtre sous plafond épaisseur 2cm (0.10x20)	0.20 KN/ m ²
Cloison de séparation	1.00 KN/ m ²
Charges permanentes	G = 7.60 KN/ m²
Surcharge d'exploitation	Q = 3.50 KN/m²

Tableau 3.4. Balcon étage courant

12. Plancher terrasse en corps creux – Évaluation des charges :

Le plancher de la terrasse en corps creux est dimensionné en prenant en compte les charges permanentes (G) ainsi que les charges d'exploitation (Q), conformément aux prescriptions du DTR-BC 2.2.

Les charges permanentes correspondent au poids propre des différentes couches constituant le complexe de toiture-terrasse, tandis que la surcharge d'exploitation est liée à l'usage de la terrasse.

Plancher corps creux terrasse	
Protection en gravillon épaisseur 5cm (5x0.2)	1.00 KN/m ²
Etanchéité multicouche épaisseur 2cm	0.12 KN/ m ²
Forme de pente épaisseur moyenne 10 cm (22x0.10)	2.2 KN/ m ²
Isolation thermique épaisseur 4	0.12 KN/ m ²
Plancher corps creux (16+4) cm	2.85 KN/ m ²
Enduit en plâtre sous plafond	0.20 KN/ m ²
Charges permanentes	G=6.50 KN/m²
Surcharge d'exploitation	Q = 1.00 KN/m²

Tableau 3.5. Plancher corps creux terrasse

13. Plancher terrasse en dalle pleine Évaluation des charges :

Le plancher de la terrasse en dalle pleine est dimensionné en considérant les charges permanentes (G) ainsi que les charges d'exploitation (Q), conformément aux prescriptions du DTR-BC 2.2.

Les charges permanentes regroupent le poids propre des différentes couches constituant la toiture-terrasse ainsi que celui de la dalle structurelle, tandis que la surcharge d'exploitation est liée aux conditions normales d'utilisation.

Plancher dalle pleine terrasse	
Protection en gravillon épaisseur 5cm (5x0.2)	1.00 KN/m ²
Etanchéité multicouche épaisseur 2cm	0.12 KN/m ²
Forme de pente épaisseur moyenne 10cm = 22 ; (22x0.10)	2.20 KN/m ²
Isolation thermique épaisseur 4	0.12 KN/m ²
Dalle pleine EP=20 cm	5.00 KN/m ²
Enduit en plâtre sous plafond épaisseur 2cm (0.10x2)	0.20 KN/ m ²
Charges permanentes	G=8.65 KN/m²
Surcharge d'exploitation	Q = 1.00 KN/m²

Tableau 3.6. Plancher dalle pleine terrasse

14. Balcon terrasse Évaluation des charges :

Le balcon terrasse est dimensionné en prenant en compte les charges permanentes (G) ainsi que les charges d'exploitation (Q), conformément aux prescriptions du DTR-BC 2.2.

Les charges permanentes correspondent au poids propre des différentes couches constituant la dalle de balcon, tandis que la surcharge d'exploitation dépend de l'usage extérieur de cet élément.

Balcon terrasse	
Protection en gravillon épaisseur 5cm (5x0.2)	1.00 KN/m ²
Etanchéité multicouche épaisseur 2cm	0.12 KN/ m ²
Forme de pente épaisseur moyenne 10cm ; = 22 ; (22x0.10)	2.20 KN/ m ²
Isolation thermique épaisseur 4	0.12 KN/ m ²
Dale plane EP=20 cm	5.00 KN/ m ²
Enduit en plâtre sous plafond épaisseur 2cm (0.10x2)	0.20 KN/ m ²
Charges permanentes	G=8.65 KN/m²
Surcharge d'exploitation	Q = 1.00 KN/m²

Tableau 3.7. Balcon terrasse

15. Escalier Évaluation des charges :

L'escalier est un élément structurel essentiel assurant la liaison entre les différents niveaux du bâtiment. Son dimensionnement est effectué en considérant les charges permanentes (G) et les charges d'exploitation (Q), conformément aux prescriptions du DTR-BC 2.2.

1. Volée d'escalier :

Les charges permanentes de la volée comprennent les revêtements, les mortiers de pose, ainsi que le poids propre des éléments structuraux (marches, paillasse) et les finitions inférieures.

2. Palier d'escalier :

Le palier est également soumis à des charges permanentes liées aux revêtements et à sa structure porteuse.

Escalier	
Volée	
Revêtement carrelage horizontal	0.44 KN/m ²
Mortier de pose horizontal	0.20 KN/m ²
Revêtement carrelage vertical	0.25 KN/m ²
Mortier de pose vertical	0.11 KN/m ²

Poids propre d marche	2.12 KN/m ²
Poids propre de paillasse	4.02 KN/m ²
Enduit en plâtre inférieure de Paillasse	0.11 KN/m ²
Charges permanentes	7.25 KN/m²
Surcharge d'exploitation	2.50 KN/m²
Pallier	
Revêtement carrelage	0.44 KN/m ²
Mortier de pose	0.40 KN/m ²
Poids propre de palier	3.50 KN/m ²
Enduit en plâtre	0.10 KN/m ²
Charges permanentes	4.44 KN/m²
Surcharge d'exploitation	2.50 KN/m²

Tableau 3.8. Escalier

16. Prédimensionnement des poutres :

Le prédimensionnement des poutres est effectué conformément aux recommandations du RPA 2024, afin d'assurer une rigidité suffisante et un bon comportement structurel de l'ouvrage.

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions suivantes :

1. Conditions générales du RPA 2024

1. Hauteur de la poutre :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{max}}{10} \quad (1)$$

- Largeur de la poutre

$$0,4 h_p \leq b_p \leq 0,7 h_p \quad (2)$$

Avec :

- h_p : hauteur de la poutre
- b_p : largeur de la poutre
- L_{max} : portée entre axes de la plus grande travée dans le sens considéré

Conditions complémentaires du RPA 2024 :

- $h_p \geq 30 \text{ cm}$

- $b_p \geq 20 \text{ cm}$
- $\frac{h_p}{b_p} \leq 4$

2. Poutres principales :

On considère une portée :

$$L = 495 - 40 = 465 \text{ cm}$$

Vérification de la hauteur :

$$\frac{465}{15} \leq h_p \leq \frac{465}{10} \Rightarrow 31 \text{ cm} \leq h_p \leq 46,5 \text{ cm}$$

Pour des raisons de sécurité et de rigidité, on adopte :

$$h_p = 35 \text{ cm}$$

Vérification de la largeur :

$$0,4 \times 35 \leq b_p \leq 0,7 \times 35 \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b_p \leq 24,5 \text{ cm}$$

Pour des considérations constructives et de sécurité, on adopte :

$$b_p = 30 \text{ cm}$$

3. Poutres secondaires :

Les poutres secondaires sont dimensionnées selon les mêmes critères du RPA 2024.

Vérification de la hauteur :

$$\frac{465}{15} \leq h_p \leq \frac{465}{10} \Rightarrow 31 \text{ cm} \leq h_p \leq 46,5 \text{ cm}$$

On adopte :

$$h_p = 35 \text{ cm}$$

Vérification de la largeur :

$$0,4 \times 35 \leq b_p \leq 0,7 \times 35 \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b_p \leq 24,5 \text{ cm}$$

On adopte :

$$b_p = 30 \text{ cm}$$

17. Vérification des conditions selon le RPA 2024 :

Les dimensions adoptées pour les poutres sont vérifiées conformément aux exigences du RPA 2024, comme suit :

- Hauteur de la poutre :

$$h_p = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad (\text{condition vérifiée})$$

- Largeur de la poutre :

$$b_p = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad (\text{condition vérifiée})$$

- Élancement de la poutre :

$$\frac{h_p}{b_p} = \frac{35}{30} = 1,17 < 4 \quad (\text{condition vérifiée})$$

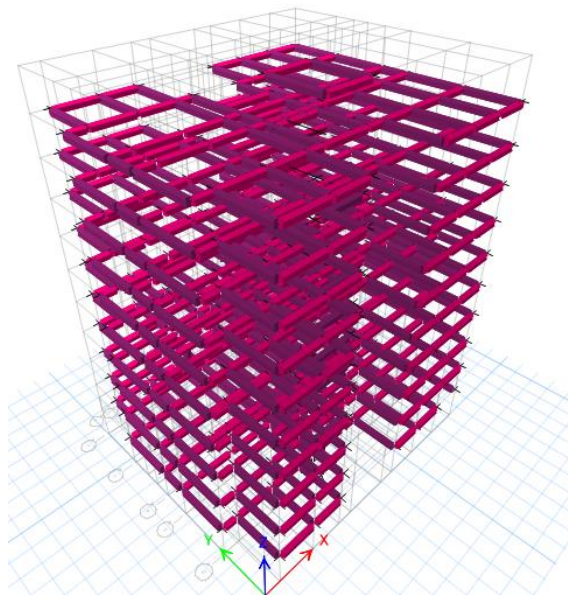
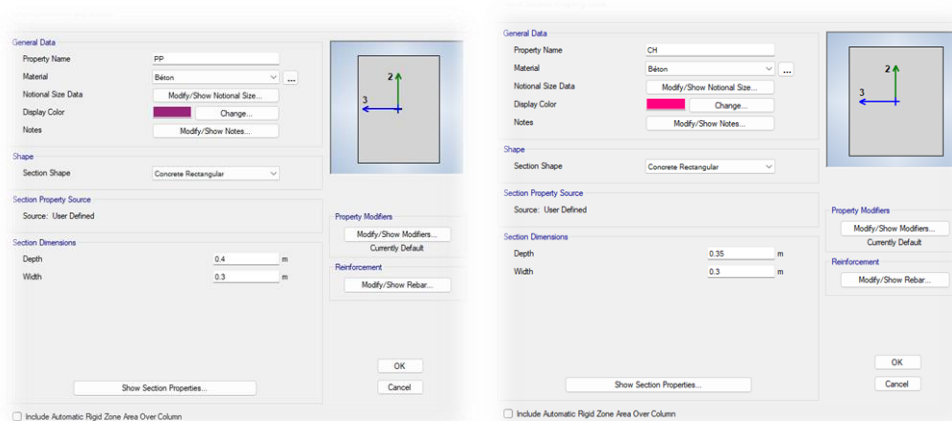


Figure 3.6. Selon ETABS (poutre et chainage)

18. Prédimensionnement des voiles :

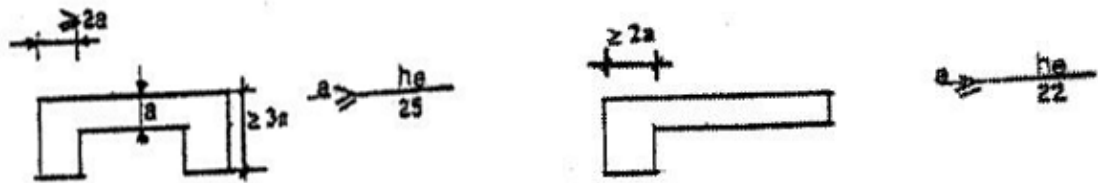
Les voiles sont considérées comme des éléments satisfaisant à la condition :

$$L \geq 4 a.$$

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. D'après le RPA, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

h_e : Hauteur libre

a : L'épaisseur du voile



Niveaux	a (cm)
TOUS NIVEUX	20

Vérification selon le RPA :

$$a \geq 15 \text{ cm CV}$$

$a = 20 \text{ cm}$: L'épaisseur minimale du voile

$$L \geq 4a \text{ CV}$$

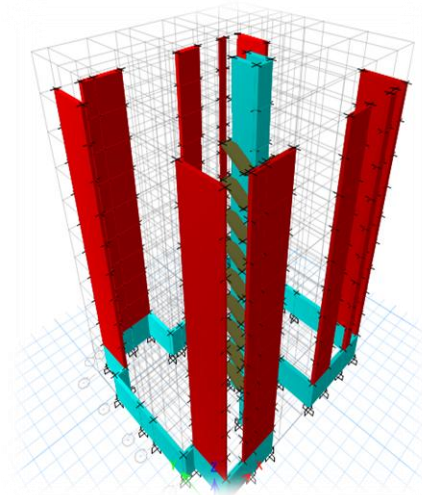
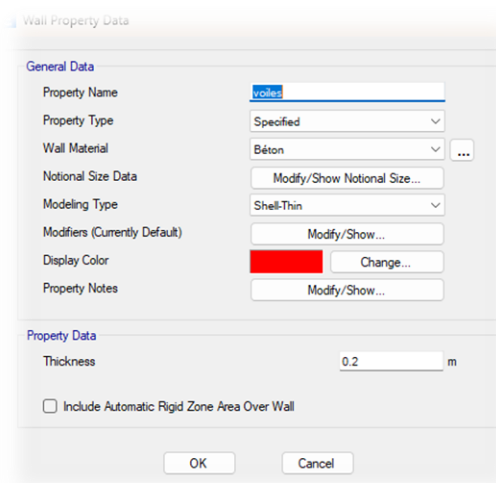


Figure 3.7. Selon ETABS (voiles)

19. Etude des planchers :

Corps creux L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la formule suivante

$$ht = L \times 22.5 = 4.4 \times 22.5 = 19.5 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$$

Corps creux du type (16 + 5) pour tous les niveaux

20. Calcul des Poutrelles :

1. ETAGE COURANT :

Pour une bande de 0.60m on a (Le calcul se fait par le logiciel ETABS).

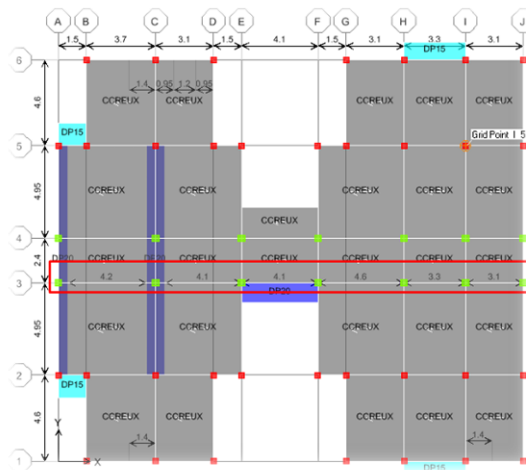


Figure 3.8. Selon ETABS (plancher)

2. Prédimensionnement des poteaux :

Le prédimensionnement des poteaux est réalisé à partir de la descente de charges, en considérant le poteau le plus sollicité de la structure.

Dans cette étape, les poteaux sont dimensionnés à l'État Limite de Service (ELS) en compression simple, en supposant que le béton reprend seul l'effort normal de service N_s , défini par :

$$N_s = G + Q \quad (3)$$

Où :

- G : charges permanentes,
- Q : charges d'exploitation.

1. Détermination de la section du poteau :

La section transversale du poteau le plus sollicité est donnée par :

$$A_p = \frac{N_s}{\sigma_{bc}} \quad (4)$$

Avec :

- N_s : effort normal maximal à la base du poteau obtenu par la descente de charges,
- σ_{bc} : contrainte admissible du béton à l'ELS.

2. Contrainte admissible du béton :

La contrainte limite de service en compression est prise selon :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \quad (5)$$

Avec $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, on obtient :

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

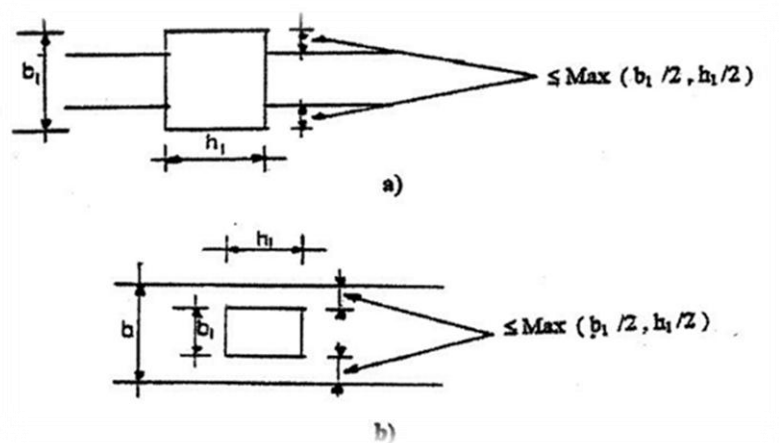
3. Conditions de prédimensionnement (RPA 2024) :

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{l_{cl}}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases} \quad (6)$$

Où :

- b_1 : largeur du poteau
- h_1 : hauteur du poteau
- l_{cl} : longueur de flambement ou hauteur libre du poteau



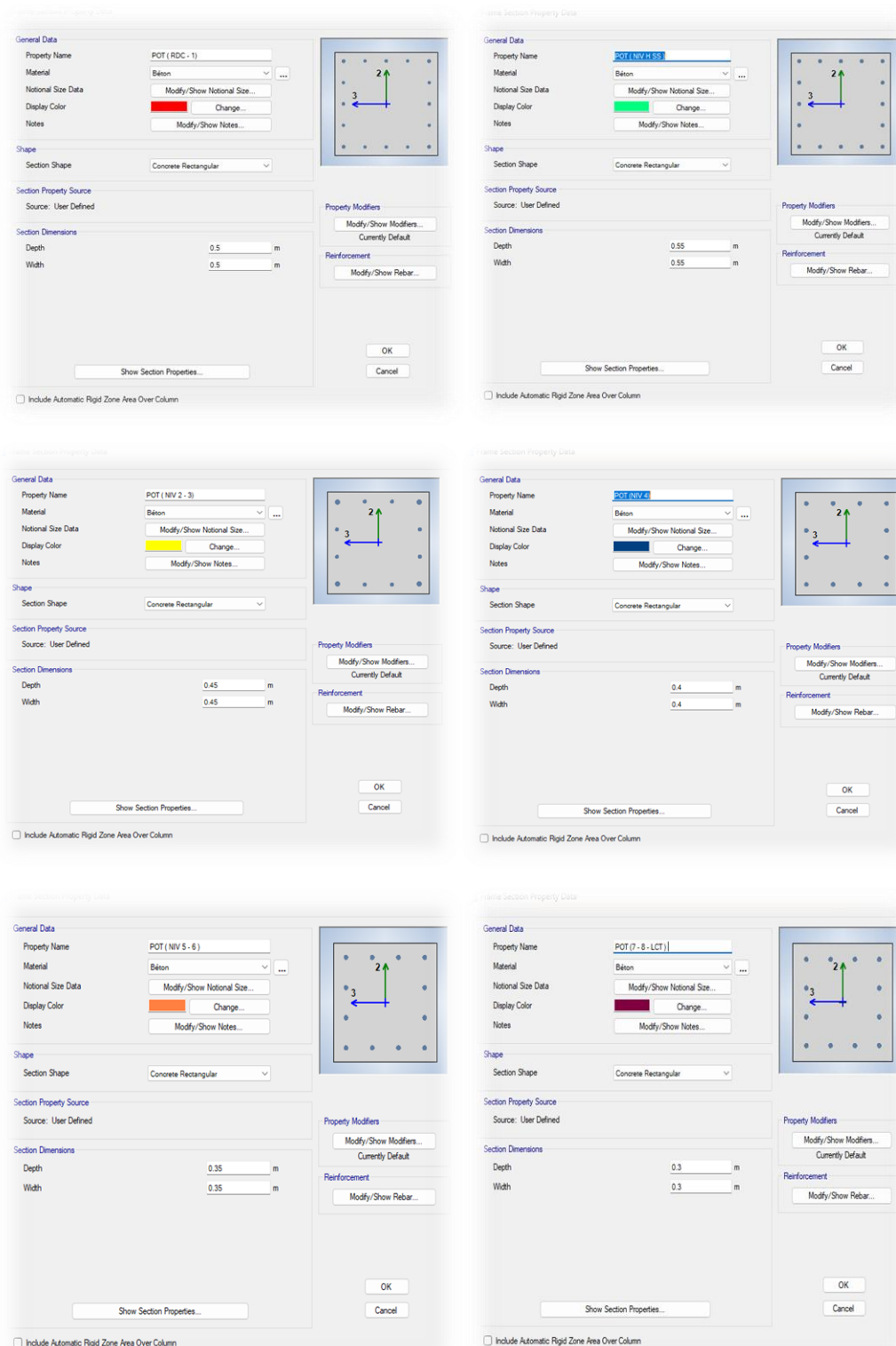


Figure 3.9. Selon ETABS (Poteaux)

4. Calcul de l'aire du plancher supportée par le poteau le plus sollicité :

Le calcul de la descente de charges est réalisé pour le poteau le plus sollicité, en déterminant d'abord la surface d'influence qui lui est associée.

1. Surface d'influence :

La surface nette reprise par le poteau est calculée comme suit :

$$S_{nette} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 \quad (7)$$

Avec :

- $S_1 = 2,15 \times 1,675 = 3,60 \text{ m}^2$
- $S_2 = 2,15 \times 1,375 = 2,96 \text{ m}^2$
- $S_3 = 2,30 \times 1,675 = 3,85 \text{ m}^2$
- $S_4 = 2,30 \times 1,375 = 3,16 \text{ m}^2$

Ainsi :

$$S_{nette} = 3,60 + 2,96 + 3,85 + 3,16 = 13,57 \approx 13,6 \text{ m}^2$$

2. Surface brute du plancher :

La surface totale géométrique du plancher est donnée par :

$$S_{brute} = 3,40 \times 4,80 = 16,32 \text{ m}^2$$

3. Charges permanentes des planchers :**a) Plancher terrasse :**

$$G_{pt} = G \times S = 6,50 \times 13,6 = 88,4 \text{ kN}$$

b) Plancher d'étage courant :

$$G_{pc} = G \times S = 5,45 \times 13,6 = 74,12 \text{ kN}$$

4. Poids propre des poutres :

Le poids propre des poutres est évalué selon la formule :

$$G = \rho \times b \times h \times L \quad (8)$$

Avec $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

a) Poutres principales :

$$G_{pp} = 25 \times 0,30 \times 0,35 \times (2,15 + 2,30)$$

$$G_{pp} = 25 \times 0,30 \times 0,35 \times 4,45 = 11,68 \text{ kN}$$

b) Poutres secondaires :

$$G_{ps} = 25 \times 0,30 \times 0,35 \times (1,375 + 1,675)$$

$$G_{ps} = 25 \times 0,30 \times 0,35 \times 3,05 = 8,06 \text{ kN}$$

5. Poids total des poutres :

$$G_{poutres} = G_{pp} + G_{ps} = 11,68 + 8,06 = 19,74 \text{ kN}$$

Poteaux Estimation des charges :

Dans le cadre du prédimensionnement des poteaux, leurs charges propres sont évaluées après fixation des dimensions géométriques suivantes pour l'ensemble de la structure :

$$b = 25 \text{ cm}; h = 30 \text{ cm}$$

1. Poids propre des poteaux :

Le poids propre des poteaux est calculé par la relation :

$$G_{pot} = \rho \times b \times h \times H \quad (9)$$

Avec :

- $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$ (Poids volumique du béton),
- $b = 0,25 \text{ m}$,
- $h = 0,30 \text{ m}$,
- $H = 3,06 \text{ m}$ (Hauteur du poteau).

Ainsi :

$$G_{pot} = 25 \times 0,25 \times 0,30 \times 3,06 = 5,73 \text{ kN}$$

2. Surcharges d'exploitation transmises au poteau :

a) Plancher terrasse inaccessible :

$$Q_{pt} = 13,6 \times 1 = 13,6 \text{ kN}$$

b) Plancher d'étage courant et RDC :

$$Q_{pt} = 13,6 \times 1,5 = 20,4 \text{ kN}$$

21. Loi de dégression des charges d'exploitation :

Selon les règles du BAEL 91, une dégression des charges d'exploitation doit être appliquée dans le cas des bâtiments à plusieurs niveaux.

Cette règle tient compte de la non-simultanéité du chargement sur l'ensemble des planchers, car il est peu probable que toutes les charges variables atteignent simultanément leur valeur maximale.

Ainsi, les charges d'exploitation sont réduites progressivement en fonction du nombre d'étages, afin de représenter plus fidèlement le comportement réel de la structure.

Niveau 9	Q_0
Niveau 8	Q_0+Q_1
Niveau 7	$Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$
Niveau 6	$Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$
Niveau 5	$Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
Niveau 4	$Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$
Niveau 3	$Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$
Niveau 2	$Q_0+0,714(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$
Niveau 1	$Q_0+0,688(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$

Figure 3.10. Loi de dégression des charges d'exploitation

Avec :

- Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.
- $Q_1, Q_2, Q_3 \dots \dots Q_n$: Les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3 , n.

22. Dimensionnement du balcon :

Le balcon est un élément structural de type dalle pleine en console. Il s'agit d'une plateforme extérieure en saillie par rapport à la façade du bâtiment, accessible depuis l'intérieur et généralement protégée par une balustrade. Il constitue un espace extérieur privé et est soumis principalement à des charges de flexion et de torsion.

L'épaisseur du balcon est déterminée de manière simplifiée par la relation suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} \quad (10)$$

Avec :

- L : largeur du balcon

Application numérique :

On a :

- $L = 1,40 \text{ m}$

$$e_{min} = \frac{1.40}{10} = 0.14 \text{ m} = 14 \text{ cm}$$

Choix de l'épaisseur :

Donc, par sécurité et pour respecter les conditions de rigidité et de flèche :

On adopte : $e = 15 \text{ cm}$

23. Les escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une succession régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant la circulation piétonne entre différents niveaux d'un bâtiment.

1. Dimension des marches :

La relation de confort de Blondel est donnée par :

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \quad (11)$$

Avec :

- h : hauteur de la contremarche
- g : giron (profondeur de la marche)

On adopte :

- h compris entre 16 et 18 cm $\rightarrow h = 17 \text{ cm}$

Application de la formule :

$$\begin{aligned} 59 - 2 \times 17 &\leq g \leq 66 - 2 \times 17 \\ 25 &\leq g \leq 32 \end{aligned}$$

On adopte : $g = 30 \text{ cm}$

2. Nombre de marches :

$$N = \frac{H}{h} \quad (12)$$

Avec :

- $H = 306 \text{ cm}$
- $h = 17 \text{ cm}$

$$N = \frac{306}{17} \approx 18 \quad (13)$$

Nombre de marches : $N = 18$

Inclinaison de l'escalier :

Angle d'inclinaison : $\alpha = 32,52^\circ$

3. Dimensionnement de la paillasse :

La longueur de volée est donnée par :

$$L_p = \frac{1.53}{\sin(32.52^\circ)} \quad (14)$$

$$L_p \approx 2.846 \text{ m}$$

L'épaisseur de la paillasse est encadrée par :

$$\frac{L_p}{30} \leq e_p \leq \frac{L_p}{20} \quad (15)$$

Application numérique :

$$9.49 \text{ cm} \leq e_p \leq 14.23 \text{ cm}$$

On adopte : $e_p = 15 \text{ cm}$ (valeur sécuritaire et constructive)

Partie 02 : Modélisation

1. Introduction

Après la définition des caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure étudiée, l'étape suivante consiste à procéder à sa modélisation numérique. Cette étape constitue un aspect essentiel du processus d'analyse, car elle offre la possibilité de reproduire avec précision le comportement réel du bâtiment face à diverses sollicitations.

Le logiciel ETABS, réputé pour sa performance en matière de calcul et conception des structures de bâtiments, est utilisé pour réaliser la modélisation. Ce programme propose un cadre intégré qui prend en compte exactement les éléments porteurs, les conditions limites et les caractéristiques des matériaux, tout en adhérant aux hypothèses de modélisation établies.

Grâce à ses capacités avancées, ETABS permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques, linéaires et non linéaires, afin d'évaluer la réponse globale de la structure. Il offre aussi des outils efficaces pour la représentation des déformités, la détermination des efforts internes, l'examen des champs de contraintes et l'analyse des fréquences naturelles de vibration. Ces résultats sont fondamentaux pour l'analyse de la structure et pour le contrôle de la sécurité ainsi que de l'efficacité du bâtiment examiné.

2. Description du logiciel ETABS :

ETABS est un programme de calcul spécifiquement élaboré pour les structures de bâtiment et les constructions civiles. Il se fonde sur la technique des éléments finis, qui se révèle à la fois simple et très efficace pour le calcul des forces horizontales liées aux séismes.

Cela permet également :

-  La modélisation de toutes sortes de structures.
-  L'intégration des caractéristiques des matériaux.
-  Le calcul et la conception des éléments.
-  L'étude des effets dynamiques et statiques.
-  L'affichage des déformations, des graphiques des efforts internes, des modes de vibration, etc.

3. Version d'ETABS utilisée :

Dans le cadre de ce travail, la modélisation et les analyses numériques ont été réalisées à l'aide du logiciel ETABS Version 22. Cette mise à jour récente présente des capacités

améliorées en modélisation 3D, analyse statique et dynamique, ainsi que des instruments efficaces pour l'évaluation du comportement sismique des structures édifices. Sa décision vise à garantir une plus grande exactitude des résultats et à respecter les normes adoptées dans le cadre de cette recherche.

4. Phases de modélisation

L'élaboration numérique de l'édifice examiné a été effectuée en suivant un processus méthodique et graduel, ce qui permet une représentation fidèle du comportement structurel. On peut résumer les phases clés de modélisation de la manière suivante :

1. Établissement du système d'unités et introduction de la géométrie globale du modèle.
2. Attribution des caractéristiques mécaniques aux matériaux constitutifs, en particulier le béton et l'acier.
3. Détermination des propriétés géométriques des composantes structurelles (par exemple, poutres, poteaux, voiles, dalles, et ainsi de suite).
4. Définition des coûts fixes (G) et des coûts d'exploitation (Q).
5. L'introduction du spectre de réponse élastique est réalisée en accord avec le RPA99/Version 2003 et le RPA Version 2024
6. Définition de l'événement sismique et des paramètres qui lui sont liés.
7. Développement des diverses combinaisons de mesures réglementaires.
8. Mise en œuvre des charges sur les structures.
9. Début de l'analyse numérique et utilisation des résultats.
10. Mise en œuvre des charges sur les structures.
11. Démarrage de l'analyse numérique et utilisation des résultats obtenus (déplacements, efforts internes, modes de vibration, etc.).

1. Première étape :

Étape1 : Choix du système d'unités

Lors du démarrage du logiciel, l'unité de mesure est déterminée pour garantir la consistance de toutes les informations saisies. Dans cette étude, on adopte le système kN.m.

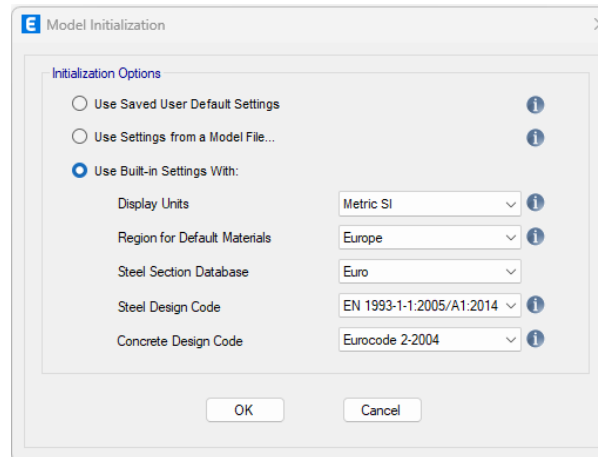


Figure 3.2.1. Sélection du système d'unités dans le logiciel ETABS

Étape2 : Définition de la géométrie du bâtiment

On introduit la géométrie du modèle en précisant le nombre de niveaux, leurs hauteurs respectives et les dimensions en coupe. Cette phase permet de rendre précisément la disposition réelle du bâtiment examiné.

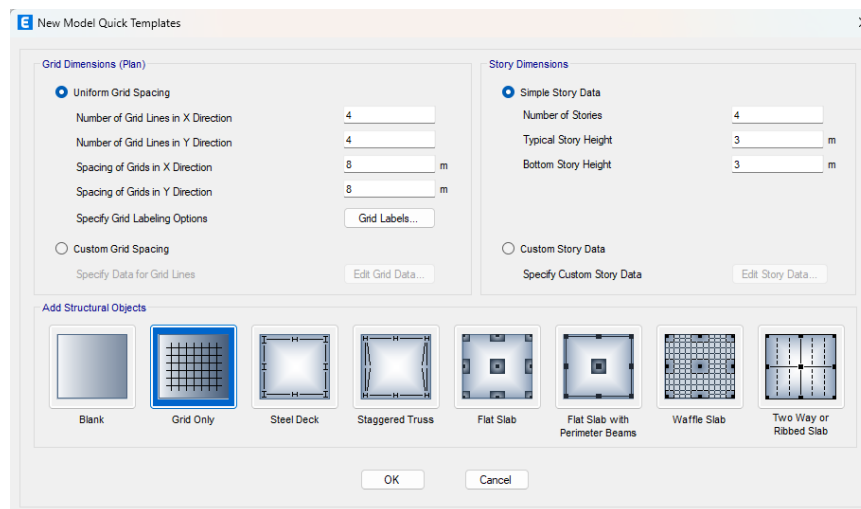


Figure 3.2.2. Définition de la géométrie du bâtiment

Cette opération permet d'introduire :

- Le nombre de travée dans les deux sens X et Y.
- Les hauteurs des différents étages (hauteur du sous-sol et hauteur d'étage courant).
- Le nombre d'étages.
- Les longueurs des travées.

Étape3 : Définition des matériaux

Les caractéristiques mécaniques du béton et de l'acier sont établies selon les normes réglementaires, notamment en ce qui concerne le module d'élasticité, la densité et la résistance caractéristique.

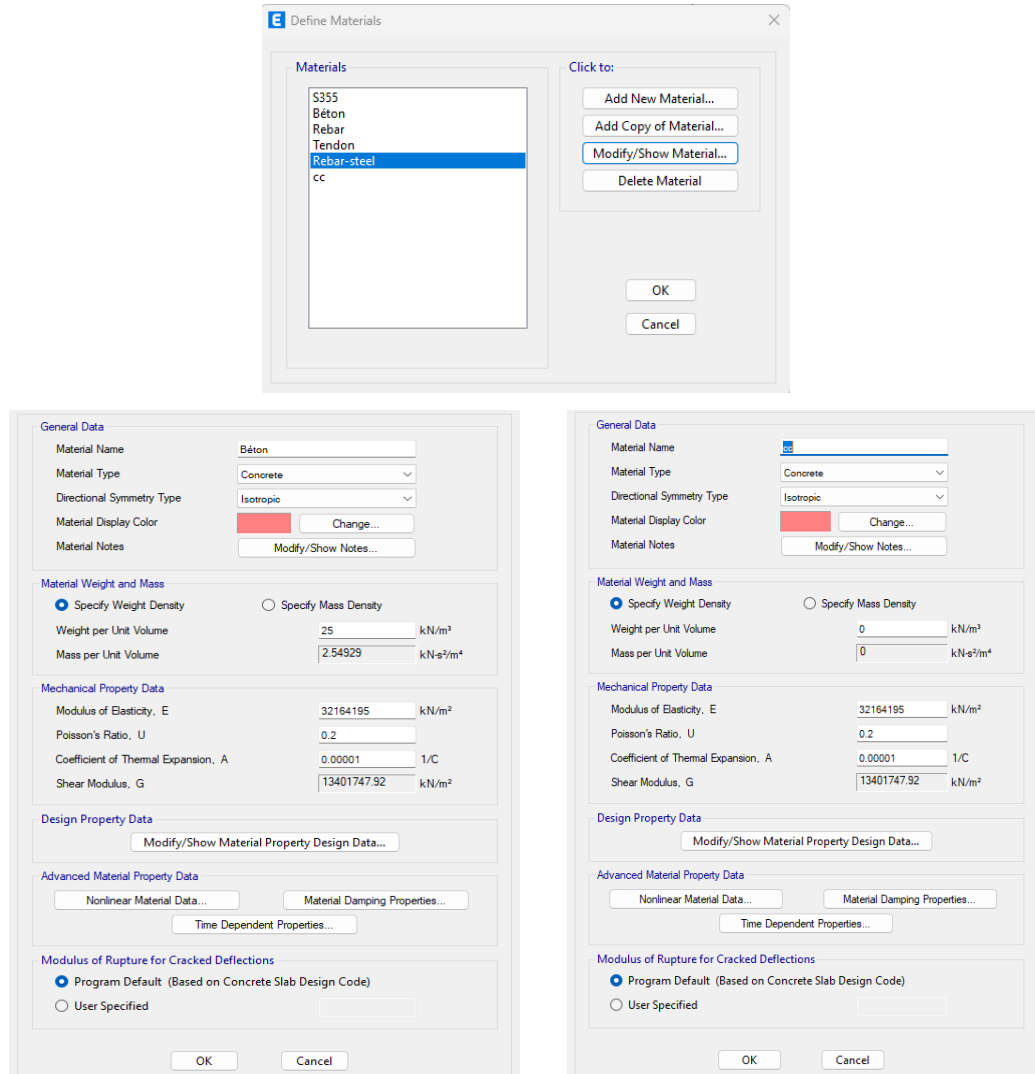


Figure 3.2.3. Définition des propriétés des matériaux

On introduit :

- La masse volumique
- Module d'élasticité
- Résistance caractéristique de béton à 28 jours (f_{c28})
- Limite élastique de l'acier longitudinal (F_e)
- Limite élastique de l'acier transversal

Étape 4 : Définition des sections des éléments structuraux

Les sections des poutres, poteaux, voiles et dalles sont intégrées selon les dimensions

prévues dans l'analyse. Ces facteurs ont un impact direct sur la rigidité et le comportement général de la structure.

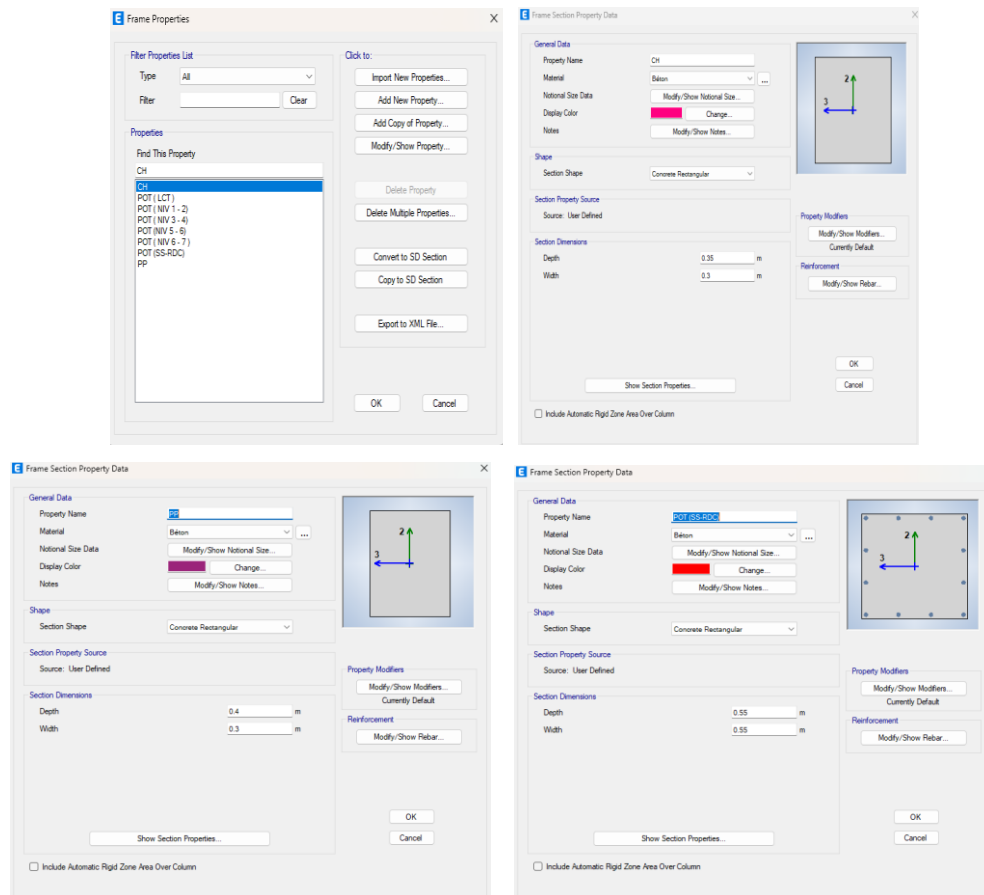


Figure 3.2.4. Définition des sections des éléments structuraux

- Construire la structure en utilisant les raccourcis suivants :
- Construire la structure en utilisant les raccourcis suivants :
- Pour les poteaux :



- Pour les poutres :



- Pour les dalles et les voiles :

Étape 5 : Définition des charges

Les charges fixes (G) et les charges opérationnelles (Q) sont établies et attribuées aux composants structuraux concernés, en accord avec les suppositions de calcul choisies.

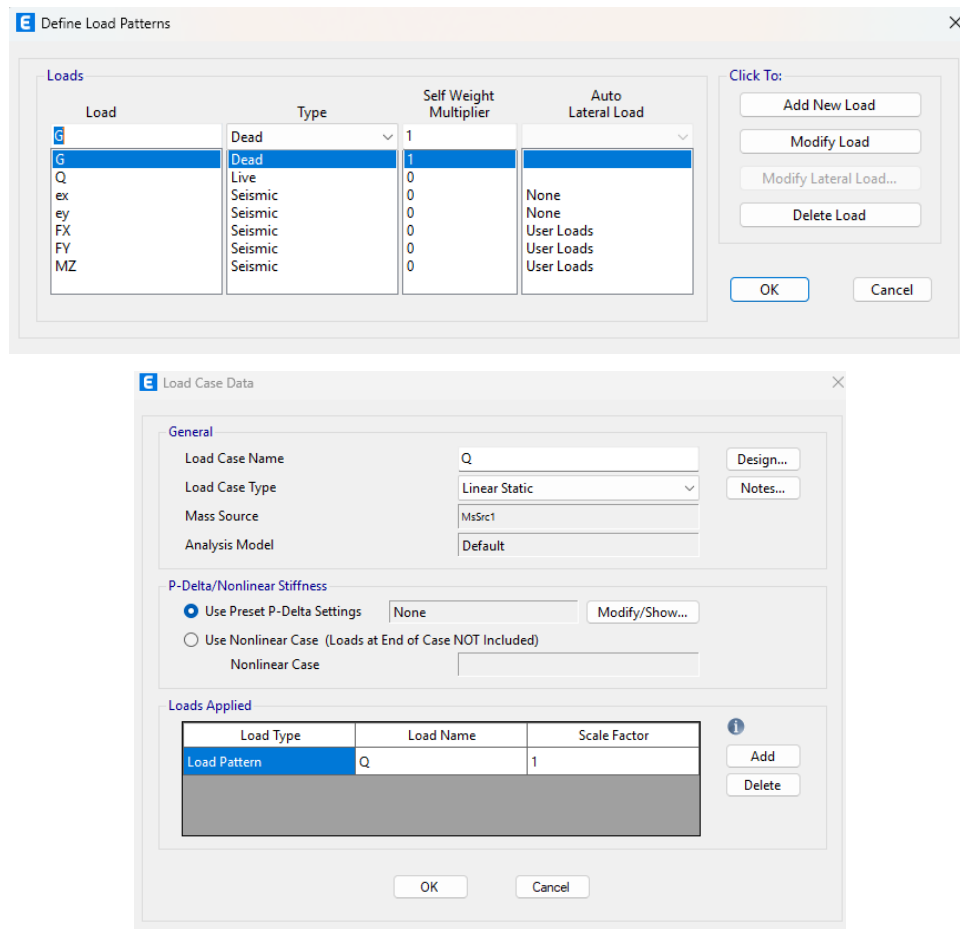


Figure 3.2.5. Définition et affectation des charges

- Localisation Sidi Belabbes

Étape 6 : Introduction de l'action sismique

2. Etude sismique :

Selon le RPA99V2003 (tableau 3.2) les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

D'après le rapport géotechnique, le sol est un sol Catégorie S3.

Tableau 3.2 : Classification des sites

Catégorie	Description	q_c (MPa) (c)	N (d)	p_t (MPa) (e)	E_p (MPa) (e)	q_u (MPa) (f)	V_s (m/s) (g)
S1	Rocheux (a)	-	-	> 5	> 100	> 10	≥ 800
S2	Ferme	> 15	> 50	> 2	> 20	> 0.4	≥ 400 < 800
S3	Meuble	1.5 ~ 15	10 ~ 50	1 ~ 2	5 ~ 20	0.1 ~ 0.4	≥ 200 < 400
S4	Très Meuble ou Présence de 3 m au moins d'argile molle (b)	< 1.5	< 10	< 1	< 5	< 0.1	≥ 100 < 200

Périodes caractéristique T_1 , T_2 :

Selon le RPA99V2003 (tableau 4.7) :

$$T_1 = 0.15 \text{ (sec)}$$

$$T_2 = 0.5 \text{ (sec)}$$

Tableau 4.7 : Valeurs de T_1 et T_2

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
T_1 (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T_2 (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

3. Coefficient d'accélération de zone A :

Selon le RPA99V2003 (tableau 4.1)

Le coefficient d'accélération A est choisi suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

La zone sismicité	SIDI BEL ABBES (I)
Group d'usage	Groupe 1A : ouvrage importance vitale Groupe 1B : ouvrage de grande importance (H>48m, scolaire) Groupe 2 : ouvrage courant ou d'importance moyenne (H<48m) Groupe 3 : ouvrage de faible importance

Groupe d'usage	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1 A	0,15	0,25	0,30	0,40
1 B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

4. Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule (4.4 RPA) :

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_i$$

Avec : P_i : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non. sa valeur est donnée au tableau (4.4 RPA)

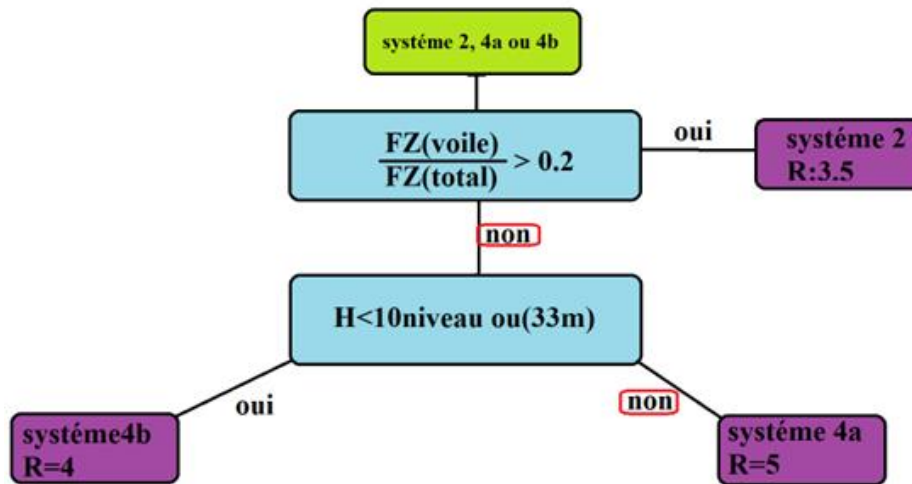
Critère	P _q	
	Sens-X	Sens-Y
Condition minimale sur les files de contreventement	0,05	0,05
Redondance en plan	0,05	0,05
Régularité en plan	0,0	0,0
Régularité en élévation	0,0	0,0
Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
Contrôle de la qualité d'exécution	0,1	0,1
$\sum_1^6 P_q$	0,25	0,25

Tableau V.1 valeurs des pénalités P_q

$$\begin{cases} Q_x = 1 + \sum_1^6 P_{qx} = 1.25 \\ Q_y = 1 + \sum_1^6 P_{qy} = 1.25 \end{cases}$$

➤ Coefficient de comportement global de la structure R :

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2



5. Coefficient de correction d'amortissement η :

Selon le RPA99V2003 (formule 4.3)

Le facteur d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = (2 + \xi 7)^{-21}, \quad \eta_{\min} = 0.7 \quad (14)$$

Avec :

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (Tableau 4.2.RPA).

Tableau 4.2 : Valeurs de ξ (%)

	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Donc : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$

6. Définition du spectre de réponse de calcul:

Selon le RPA99 V2003 (article 4.3.3) l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement

R : Coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

T : Périodes fondamentale de la structure.

Q : Facteur de qualité.

$\frac{S_a}{g}$: Accélération spectrale

tableau récapitulatif		
Facteur de qualité	Qx	1.25
	Qy	1.25
Coefficient de comportement	R	3.5
Coefficient d'amortissement	η	10
Coefficient d'accélération de zone A	A	0.10
Classification du site	S2	T1=0.15 s T2=0.4 s

Le spectre de réponse est intégré conformément au règlement parasismique applicable (RPA 2003 et RPA 2024), en spécifiant les paramètres sismiques requis pour l'analyse dynamique.

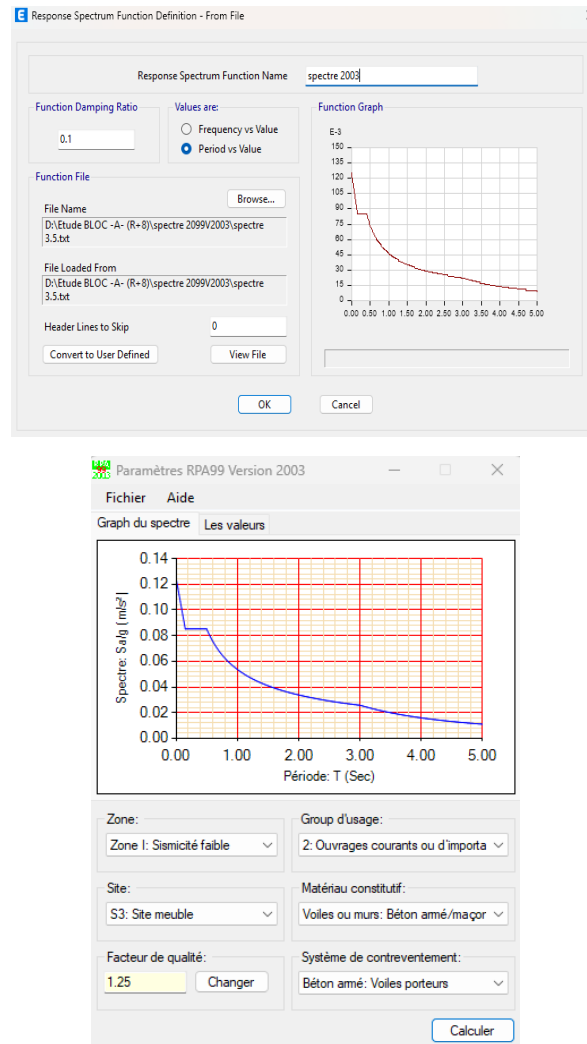


Figure 3.2.6. Introduction du spectre de réponse sismique par RPA 2003

On définit le spectre du RPA à partir du logiciel RPA99 ci-dessous :

Ce programme autorise l'insertion des données sismiques suivantes :

La zone : I

Le groupe d'utilisation : 2 (bâtiments destinés à l'habitation).

Le coefficient de comportement R : résistance du voile porteur ($R = 3,5$).

- Le coefficient d'amortissement A : $A = 0,10$ (Tableau 4.1 RPA 99. V2003).
- Site : S3. (Site meuble)
- Coefficient de qualité (Q) : $Q = 1 + \Sigma Pq$: $Q = 1,25$

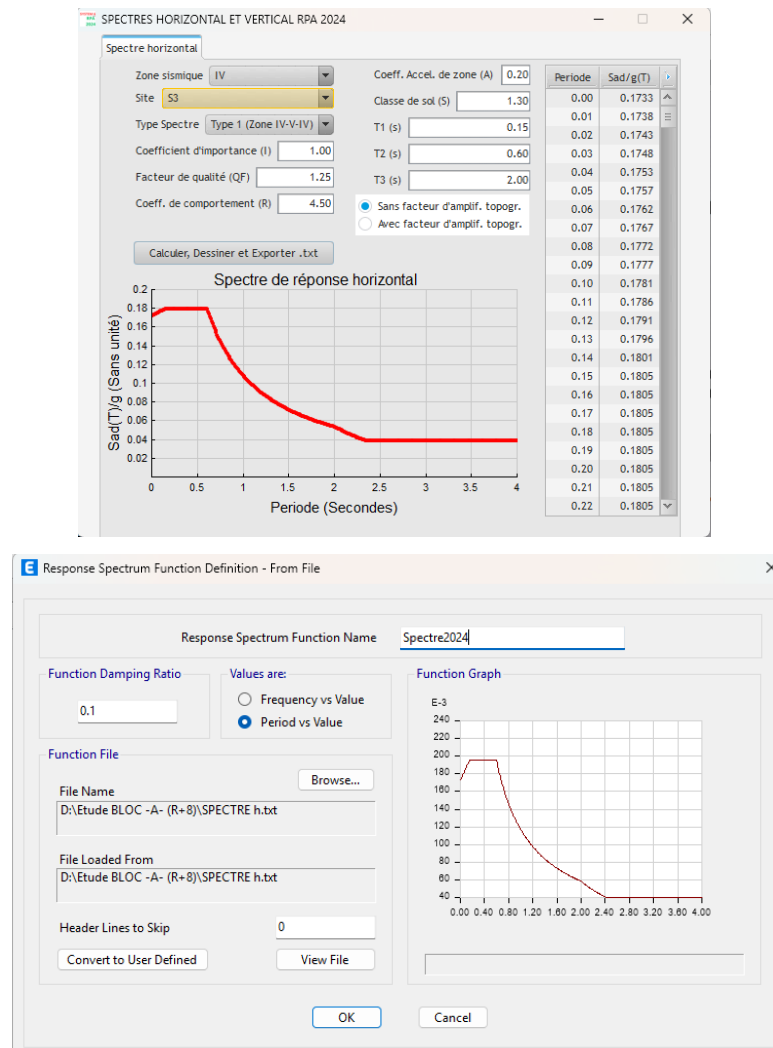


Figure 3.2.7. Introduction du spectre de réponse sismique par RPA 2024

On définit le spectre du RPA à partir du logiciel RPA2024 ci-dessous :

Ce programme autorise l'insertion des données sismiques suivantes :

- La zone : IV

Le groupe d'utilisation : 2 (bâtiments destinés à l'habitation).

Le coefficient de comportement R : résistance du voile porteur ($R = 4,5$).

- Le coefficient d'amortissement A : $A = 0,10$ (Tableau RPA 2024).
- Site : S3. (Site meuble)
- Coefficient de qualité (Q) : $Q = 1 + \Sigma P_q$: $Q = 1,25$

→ Introduire les caractéristiques du spectre en utilisant le raccourci suivant :

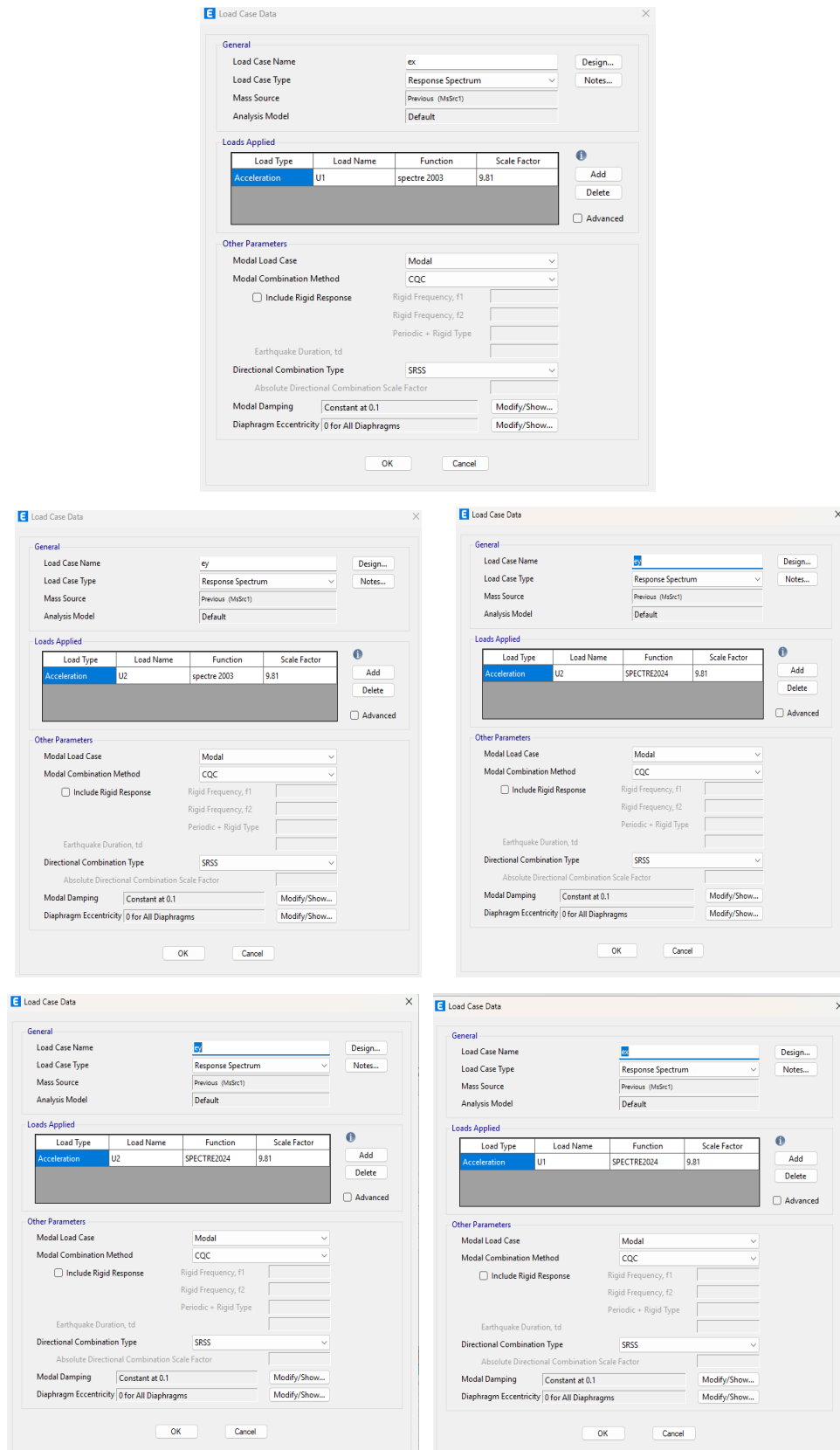


Figure 3.2.8. Interface de définition des caractéristiques du spectre

Introduire le type d'appui pour les poteaux et les voiles à la base de la structure en utilisant

le raccourci suivant : 

Pour notre structure, on a un encastrement, donc on clique sur la fenêtre : 

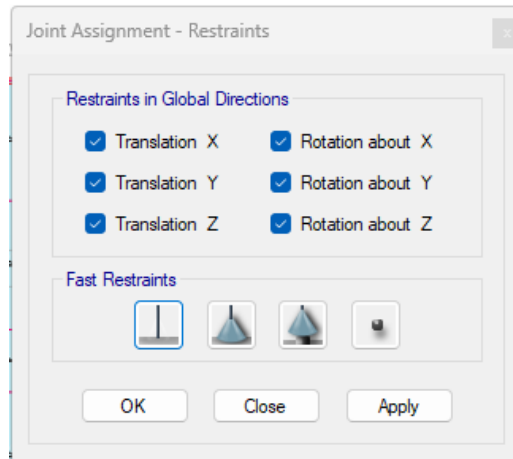


Figure 3.2.9. Interface d'introduction des types d'appuis

Définir les coefficients permettant le calcul de la masse sismique en utilisant :

5. Masse source :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{Formule 4-5 RPA99/2003}) \quad (15)$$

W_i : Poids total de la structure.

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et celles des équipements fixes éventuels solidaire de la structure.

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation (tableau 4.5 RPA99/2003) ($\beta=0.2$ Bâtiments à usage d'habitation)

L'inertie massique est déterminée automatiquement par EATBS

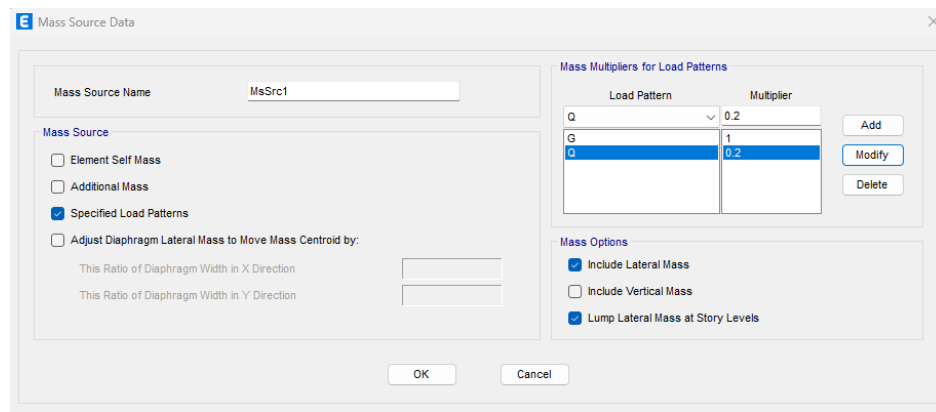


Figure 3.2.10. Interface d'introduction des coefficients définissant la masse sismique (RPA 2003)

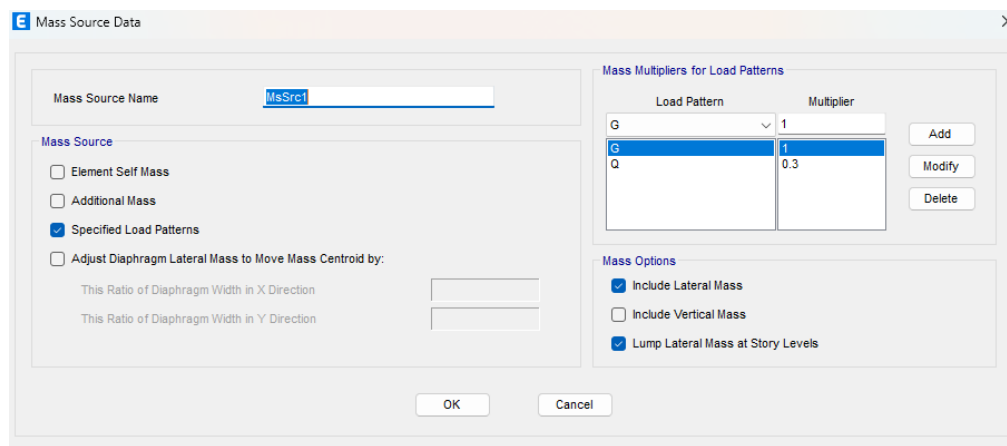


Figure 3.2.11. Interface d'introduction des coefficients définissant la masse sismique (RPA 2024)

Étape 7 : Définition des combinaisons d'actions

Conformément aux normes réglementaires, les diverses combinaisons de charges sont définies dans le but de repérer les situations les plus défavorables.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformation sont :

- Combinaisons aux états limites :

$$\text{ELU} : 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

- Combinaison accidentelles du RPA :

$$\text{Acc1 jusqu'à 4} : G + Q \pm E$$

$$\text{Acc5 jusqu'à 8} : 0.8G \pm E$$

Introduire les combinaisons d'actions en utilisant :

Define → load Combinations → Add New Combo

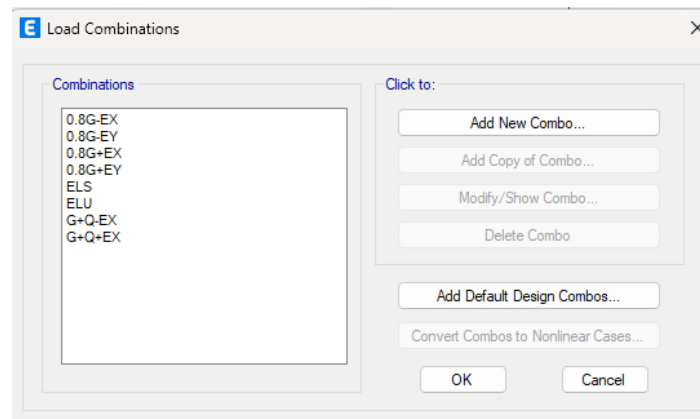


Figure 3.2.12 : Définition des combinaisons d'actions par RPA 2003

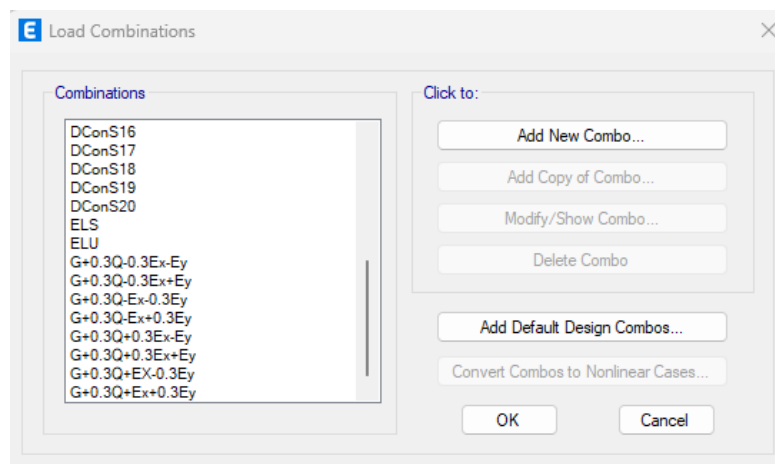


Figure 3.2.13. Définition des combinaisons d'actions par RPA 2024

Etape 8 :

On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur :

Assign → Shell/Area → Loads Uniform

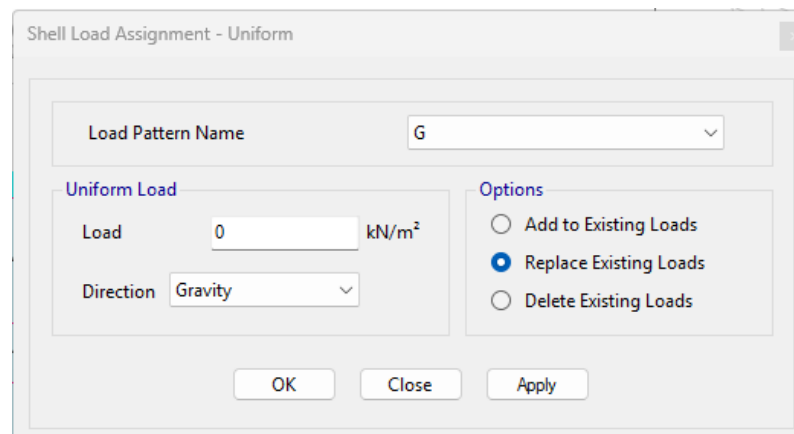


Figure 3.2.14. Chargement des planchers

1. Diaphragme :

Le diaphragme est un système structural horizontal, généralement assimilé au plancher d'un étage, jouant un rôle essentiel dans le comportement global du bâtiment.

Il assure la liaison entre les différents éléments verticaux porteurs (poteaux et voiles), en les faisant travailler à un même niveau. À ce titre, il peut être assimilé à une poutre horizontale de grande dimension, dont la fonction principale est de :

- Collecter les actions horizontales dues au vent et aux séismes
- Puis les redistribuer aux éléments verticaux résistants (voiles et portiques), en fonction de leur rigidité respective.

Ainsi, le diaphragme garantit la transmission des efforts horizontaux et contribue à la stabilité globale de la structure ainsi qu'à la cohérence du comportement sismique du bâtiment.

Définir les différents diaphragmes en utilisant le raccourci suivant :

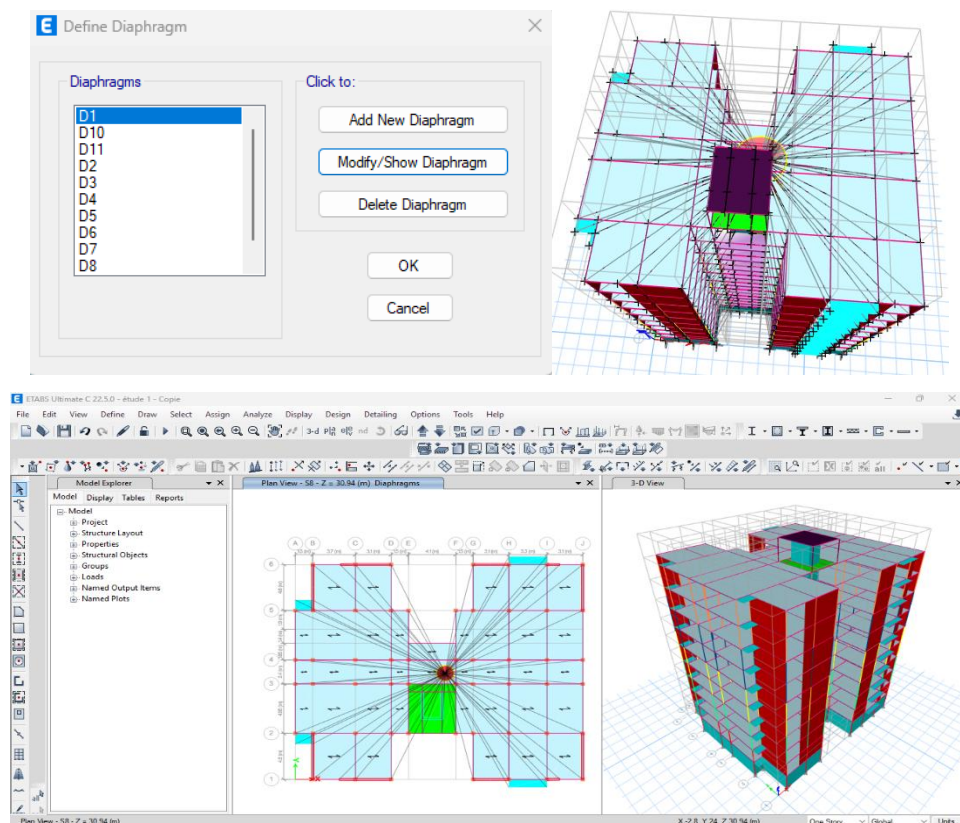


Figure 3.2.15. Interface d'introduction des diaphragmes

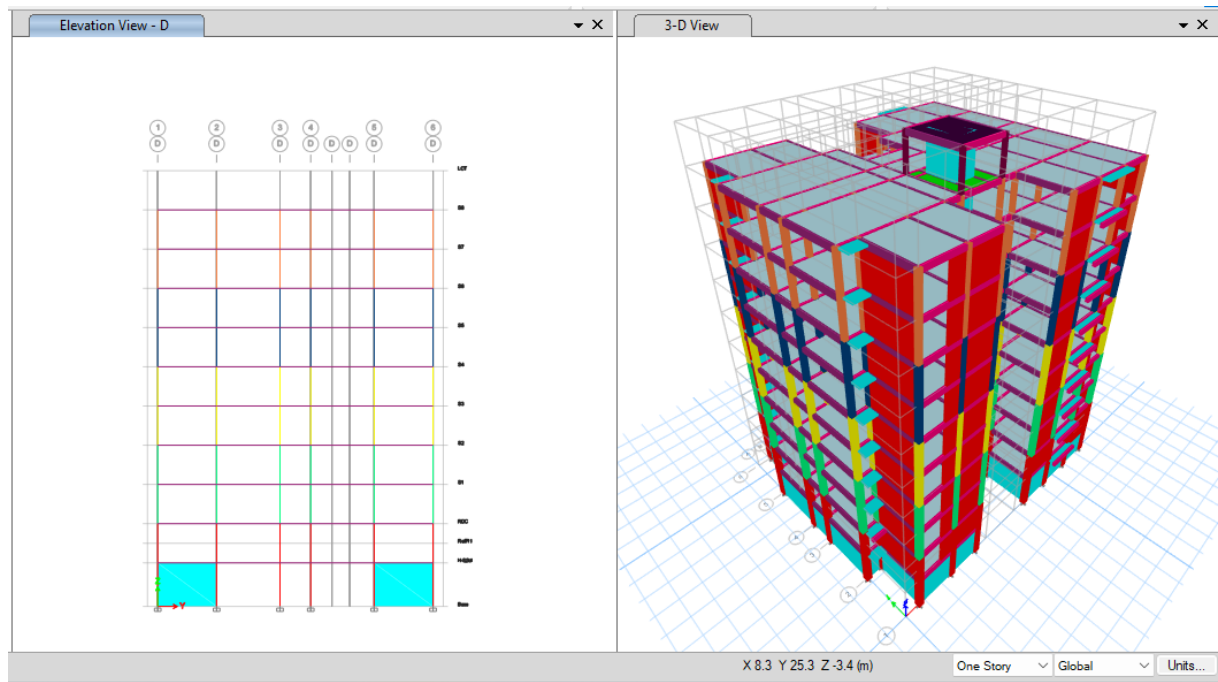
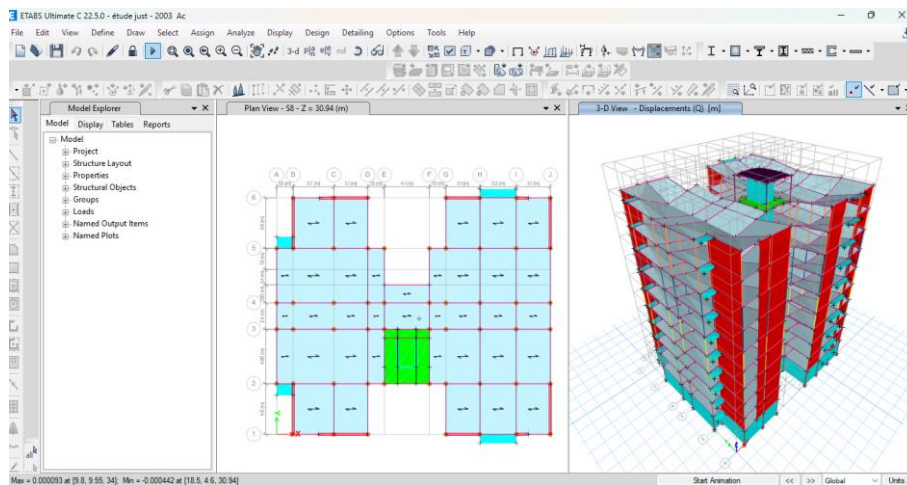


Figure V.16. Vue en 3D de la structure

Étape 8 : Lancement de l'analyse et visualisation des résultats :

(Par RPA 99 version 2003) et (Par RPA 2024)

Après vérification du modèle, l'analyse est exécutée. Les résultats sont ensuite exploités à travers les déplacements, les efforts internes, les modes de vibration et les zones de non-linéarité éventuelles.



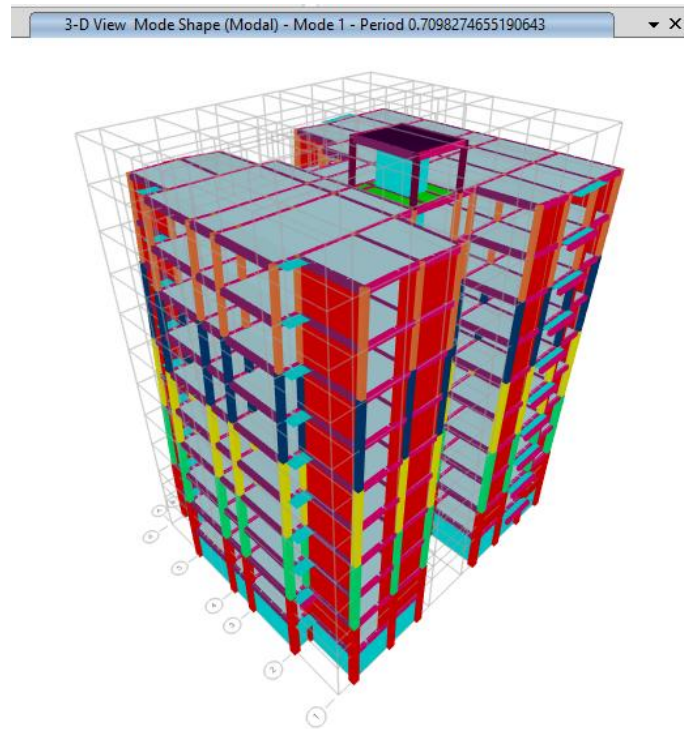


Figure 3.2.17. Lancement de l'analyse et visualisation des résultats (RPA 2003)

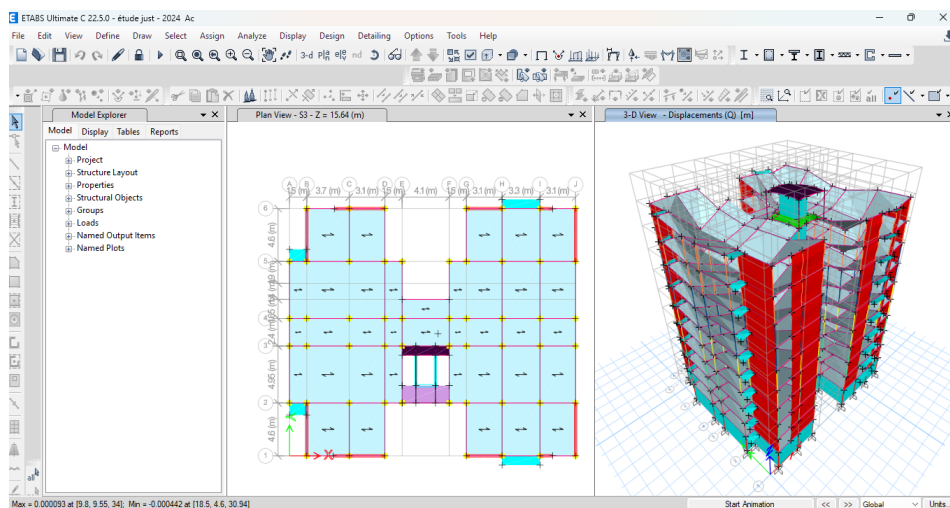


Figure 3.2.18. Lancement de l'analyse et visualisation des résultats (RPA 2024)

1. Les vérifications exigées par RPA :

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA qui sont :

1. La période fondamentale de la structure.
2. Le pourcentage de participation de la masse modale.
3. L'excentricité.
4. Justification du système de contreventement.
5. L'effort tranchant à la base.

6. Les déplacements relatifs
7. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux
8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta

2. Détermination de la force sismique totale par la méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, l'intensité effective de la force sismique totale V , appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales sous forme d'effort tranchant maximum selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone

Q : Facteur de qualité, Q

R : Coefficient de comportement de la structure,

W : Poids total de la structure.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen:

Ce facteur Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) (formule 4.2 RPA).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(T_2 / T \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(T_2 / 3,0 \right)^{2/3} \left(3,0 / T \right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

η : Facteur d'amortissement,

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site, T_2

T : période fondamentale de la structure

déterminés ci-

dessus

Estimation de la période fondamentale de la structure T :

D'après (l'article 4.2.4 du RPA99V2003) La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formule empirique (formule 4.6 et 4.7).

$$\begin{cases} T = C_T \cdot h_N^{3/4} \\ T = 0,09 \cdot h_N / \sqrt{L} \end{cases}$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N (hauteur totale de la structure).

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le (tableau 4.6 RPA).

Dans cas on a une structure contreventée partiellement ou totalement par des voiles on béton armé, donc **CT=0.05**

L : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

La résultante des forces sismiques de calcul :

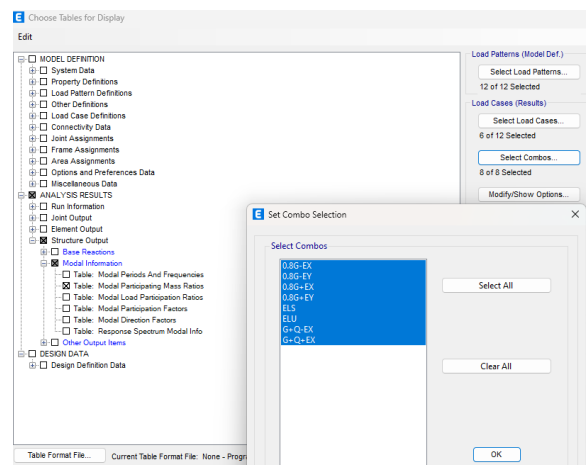
D'après (l'article 4. 3.6 RPA 99 V2003) :

La résultante des forces sismiques à la base dyn V obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique

3. La période T :

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

Display → show tables → ANALYSIS RESULTS → modal information → Building Modal information



Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : Select cases/combo... → OK → OK

Modal Participating Mass Ratios										
File Edit Format-Filter-Sort Select Options										
Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Modal Participating Mass Ratios										
Filter: None										
	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	Modal	1	0.707	0.614	0.0022	0	0.614	0.0022	0	0.0016
	Modal	2	0.627	0.0017	0.6149	0	0.6157	0.6171	0	0.4372
	Modal	3	0.493	0.015	0.0016	0	0.6307	0.6186	0	0.0009
	Modal	4	0.181	0.1643	0.0001	0	0.7951	0.6187	0	0.0001
	Modal	5	0.151	4.737E-05	0.1833	0	0.7951	0.802	0	0.1923
	Modal	6	0.115	0.0003	0	0	0.7954	0.802	0	1.523E-05
	Modal	7	0.086	0.0372	7.518E-07	0	0.8326	0.802	0	1.378E-06
	Modal	8	0.076	0.033	1.082E-06	0	0.8656	0.802	0	1.466E-06
	Modal	9	0.067	8.087E-07	0.0716	0	0.8656	0.8737	0	0.105
	Modal	10	0.051	0.0004	1.269E-05	0	0.866	0.8737	0	2.078E-05
	Modal	11	0.048	0.0363	0	0	0.9023	0.8737	0	0
	Modal	12	0.042	0	0.0365	0	0.9023	0.9102	0	0.0686

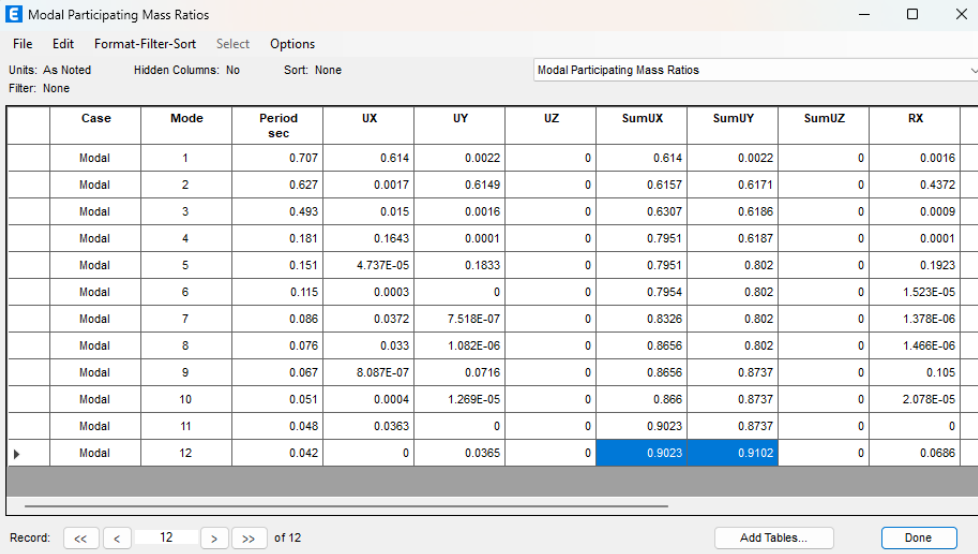
Par la suite, on note les valeurs des périodes selon les modes tels qu'ils apparaissent dans le tableau

Le pourcentage de participation de la masse modale :

Sens X-X : 0.9023 % au 12-ème mode.

Sens Y-Y : 0.9102% au 12-ème mode.

La somme de la masse modale au 12-ème mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, la condition du RPA (Article 4.3.4) est donc vérifiée



Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
Modal	1	0.707	0.614	0.0022	0	0.614	0.0022	0	0.0016
Modal	2	0.627	0.0017	0.6149	0	0.6157	0.6171	0	0.4372
Modal	3	0.493	0.015	0.0016	0	0.6307	0.6186	0	0.0009
Modal	4	0.181	0.1643	0.0001	0	0.7951	0.6187	0	0.0001
Modal	5	0.151	4.737E-05	0.1833	0	0.7951	0.802	0	0.1923
Modal	6	0.115	0.0003	0	0	0.7954	0.802	0	1.523E-05
Modal	7	0.086	0.0372	7.518E-07	0	0.8326	0.802	0	1.378E-06
Modal	8	0.076	0.033	1.082E-06	0	0.8656	0.802	0	1.466E-06
Modal	9	0.067	8.087E-07	0.0716	0	0.8656	0.8737	0	0.105
Modal	10	0.051	0.0004	1.269E-05	0	0.866	0.8737	0	2.078E-05
Modal	11	0.048	0.0363	0	0	0.9023	0.8737	0	0
Modal	12	0.042	0	0.0365	0	0.9023	0.9102	0	0.0686

Figure 3.2.13. Résultats de la masse participante donnée par ETABS

Le pourcentage de participation de la masse modale :

Sens X-X : 0.9025 % au 12-ème mode.

Sens Y-Y : 0.9105% au 12-ème mode.

La somme de la masse modale au 12-ème mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, la condition du RPA (Article 4.3.4) est donc vérifiée

Modal Participating Mass Ratios

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Modal Participating Mass Ratios

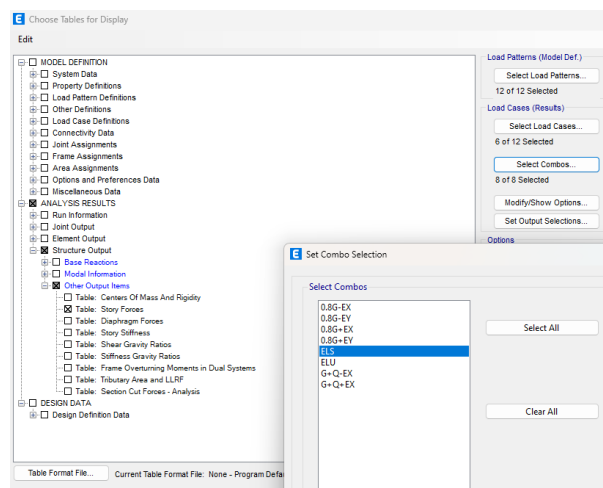
Filter: None

	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
	Modal	1	0.712	0.6143	0.0022	0	0.6143	0.0022	0	0.0016
	Modal	2	0.631	0.0017	0.6153	0	0.6161	0.6174	0	0.4361
	Modal	3	0.496	0.015	0.0016	0	0.6311	0.619	0	0.0008
	Modal	4	0.182	0.1643	0.0001	0	0.7954	0.6191	0	0.0001
	Modal	5	0.152	4.724E-05	0.1832	0	0.7954	0.8023	0	0.193
	Modal	6	0.116	0.0003	0	0	0.7957	0.8023	0	1.563E-05
	Modal	7	0.086	0.0389	7.824E-07	0	0.8346	0.8023	0	1.439E-06
	Modal	8	0.078	0.0313	1.033E-06	0	0.8659	0.8023	0	1.39E-06
	Modal	9	0.068	7.943E-07	0.0716	0	0.8659	0.8739	0	0.1052
	Modal	10	0.051	0.0004	1.232E-05	0	0.8663	0.8739	0	2.027E-05
	Modal	11	0.049	0.0363	0	0	0.9025	0.8739	0	0
▶	Modal	12	0.042	0	0.0365	0	0.9025	0.9105	0	0.0689

Record: << < 12 > >> of 12 Add Tables... Done

4. Le poids propre:

Display > show table > select cases/comb > POIDS comb > building output > building Output > story shear



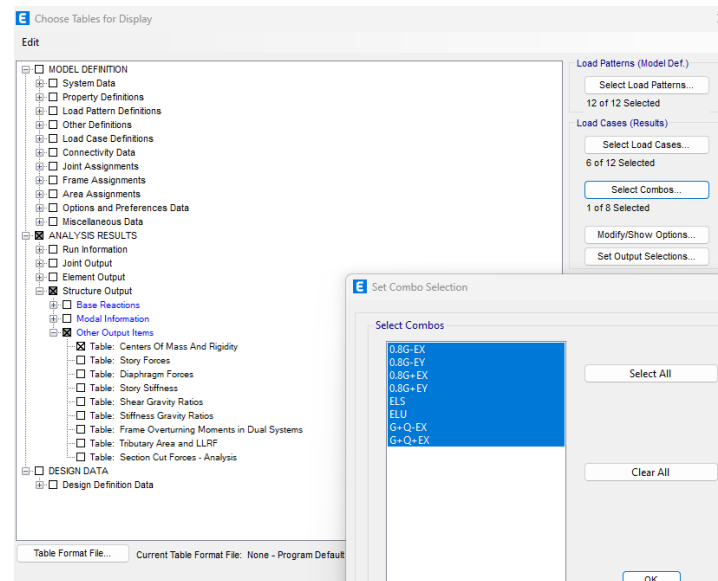
5. L'excentricité :

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de Gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux

Sens.

Pour cela, on procède de la manière suivante :

Display → show tables → ANALYSIS RESULTS → building output



Select cases/combos... → OK → OK2

Les résultats s'afficheront comme suit :

Centers Of Mass And Rigidity

FileEditFormat-Filter-SortSelectOptions

Units: As NotedHidden Columns: NoSort: NoneCenters Of Mass And Rigidity

Filter: None

	Story	Diaphragm	Mass X ton	Mass Y ton	XCM m	YCM m	Cum Mass X ton	Cum Mass Y ton	XCCM m	YCCM m
►	H-S.Sol	D1	516.371	516.371	12.9158	10.6285	516.371	516.371	12.9158	10.6285
	RDC	D2	467.8593	467.8593	12.8765	10.6216	467.8593	467.8593	12.8765	10.6216
	S1	D3	457.9338	457.9338	12.9237	10.6022	457.9338	457.9338	12.9237	10.6022
	S2	D4	449.1911	449.1911	12.9039	10.6228	449.1911	449.1911	12.9039	10.6228
	S3	D5	440.3319	440.3319	12.9162	10.6199	440.3319	440.3319	12.9162	10.6199
	S4	D6	431.388	431.388	12.9273	10.6171	431.388	431.388	12.9273	10.6171
	S5	D7	423.5819	423.5819	12.9392	10.6144	423.5819	423.5819	12.9392	10.6144
	S6	D8	415.6912	415.6912	12.9499	10.6117	415.6912	415.6912	12.9499	10.6117
	S7	D9	405.2271	405.2271	12.9668	10.649	405.2271	405.2271	12.9668	10.649
	S8	D10	426.196	426.196	12.9584	10.5177	426.196	426.196	12.9584	10.5177

Record: << < 1 > >> of 10

Add Tables...Done

6. Justification du système de contreventement :

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après : -on choisit d'abord la combinaison en cliquant sur :

Display > show Deformed shape > Load: Ex spectre

Section Cutting Line

	Start Point	End Point	
Global X	0.131	0.417	m
Global Y	0.412	0.416	m

Load Case
ex

Objects to Include

☒ Columns ☒ Beams ☐ Braces
☐ Floors ☒ Walls ☐ Links

Resultant Force Location and Angle

Global X	0.274	m
Global Y	0.414	m
Global Z	0	m
Angle	0	deg

Integrated Forces

	Left Side			Right Side			
	1	2	Z	1	2	Z	
Force	2188.6334	93.8138	1.334E-06	2188.6334	93.8138	1.334E-06	kN
Moment	2187.8556	47601.2273	24075.6643	2187.8556	47601.2273	24075.6643	kN-m

Buttons: Save Left Side Cut, Save Right Side Cut, OK, Cancel, Refresh

Ensuite, on clique sur Refresh et on relève la valeur sur la case (Force-1) : c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche les cases columns, Beams, floors, ramps et braces puis on clique sur refresh comme indiqué sur l'image suivante :

Section Cutting Line

	Start Point	End Point	
Global X	0.131	0.417	m
Global Y	0.412	0.416	m

Load Case
ex

Objects to Include

☐ Columns ☐ Beams ☐ Braces
☐ Floors ☒ Walls ☐ Links

Resultant Force Location and Angle

Global X	0.274	m
Global Y	0.414	m
Global Z	0	m
Angle	0	deg

Integrated Forces

	Left Side			Right Side			
	1	2	Z	1	2	Z	
Force	2069.0969	89.4095	206.6315	2069.0969	89.4095	206.6315	kN
Moment	1276.1259	27673.477	22965.253	1276.1259	27673.477	22965.253	kN-m

Buttons: Save Left Side Cut, Save Right Side Cut, OK, Cancel, Refresh

Enfin, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles.

De même pour le sens longitudinal, il suffit de changer la combinaison Ex par Ey et relever les valeurs sur la case (Force-2).

Ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison "ELU" puis on relève les valeurs sur la case (Force-Z).

Section Cut Forces

Section Cutting Line

	Start Point	End Point	
Global X	0.122	0.397	m
Global Y	0.414	0.412	m

Load Case

ex

Objects to Include

☐ Columns
 ☐ Beams
 ☐ Braces
☐ Floors
 ☒ Walls
 ☐ Links

Resultant Force Location and Angle

Global X	0.2595	m
Global Y	0.413	m
Global Z	0	m
Angle	0	deg

Integrated Forces

	Left Side			Right Side			
	1	2	Z	1	2	Z	
Force	4681.1313	200.695	142.7862	4681.1313	200.695	142.7862	kN
Moment	3787.3504	68096.4565	52228.8001	3787.3504	68096.4565	52228.8001	kN-m

Save Left Side Cut Save Right Side Cut

OK Cancel Refresh

6. Effort tranchant et moment fléchissant à la base :

Les efforts sismiques à la base de la structure, calculés selon le RPA 99 version 2003, sont caractérisés par l'effort tranchant global et le moment fléchissant de base, représentant la réponse globale du bâtiment à l'action sismique.

Element Forces - Columns

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None

Filter: ([Story] = 'RDC')

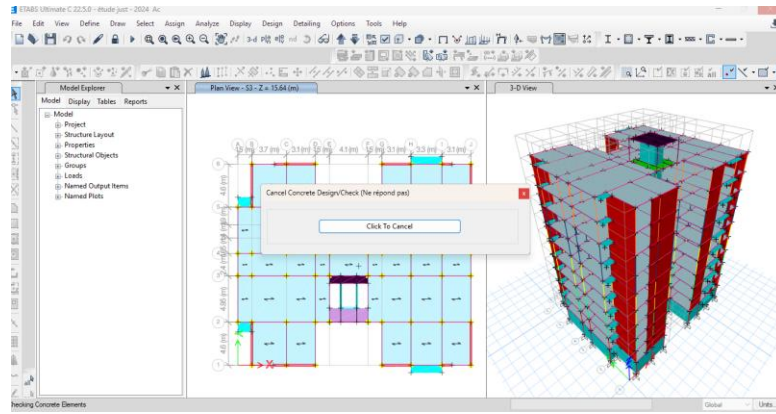
	Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station m	P kN	V2 kN	V3 kN
▶	RDC	C1	1312	Q	LinStatic		0	-32.3234	-0.0405	-1.4752
	RDC	C1	1312	Q	LinStatic		1.02	-32.3234	-0.0405	-1.4752
	RDC	C1	1312	Q	LinStatic		1.02	-29.6678	-0.0111	-0.336
	RDC	C1	1312	Q	LinStatic		1.33	-29.6678	-0.0111	-0.336
	RDC	C1	1312	Q	LinStatic		2.04	-29.6678	-0.0111	-0.336
	RDC	C1	1312	Q	LinStatic		2.04	-28.8185	0.0084	0.702
	RDC	C1	1312	Q	LinStatic		2.66	-28.8185	0.0084	0.702
	RDC	C1	1312	ex	LinRespSpec	Max	0	181.6385	11.5239	9.6366
	RDC	C1	1312	ex	LinRespSpec	Max	1.02	181.6385	11.5239	9.6366
	RDC	C1	1312	ex	LinRespSpec	Max	1.02	168.079	10.5486	1.4298
	RDC	C1	1312	ex	LinRespSpec	Max	1.33	168.079	10.5486	1.4298
	RDC	C1	1312	ex	LinRespSpec	Max	2.04	168.079	10.5486	1.4298
	RDC	C1	1312	ex	LinRespSpec	Max	2.04	158.0601	10.8898	0.9446

Record: << < 1 > >> of 4248

Add Tables... Done

7. Concrete Column Design Summary - Eurocode 2-2004:

Les poteaux en béton armé ont été dimensionnés conformément à l'Eurocode 2, en vérifiant la résistance ultime, la stabilité au flambement et les conditions de service, tout en assurant le respect des dispositions constructives et des taux d'armatures réglementaires.



Concrete Column Design Summary - Eurocode 2-2004

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Concrete Column Design Summary - Eurocode 2-2004

Filter: ([Story] = 'RDC')

	Story	Label	UniqueName	DesignSect	Station m	DesignOpt	Status	PMMRatio	PMMCombo	AsMin m²
	RDC	C1	1312	POT (SS-RDC)	0	Design	See Errors		DConS3	0.003025
	RDC	C1	1312	POT (SS-RDC)	1.02	Design	See Errors		DConS3	0.003025
	RDC	C1	1312	POT (SS-RDC)	1.02	Design	See Errors		DConS3	0.003025
	RDC	C1	1312	POT (SS-RDC)	1.33	Design	See Errors		DConS3	0.003025
	RDC	C1	1312	POT (SS-RDC)	2.04	Design	See Errors		DConS9	0.003025
	RDC	C1	1312	POT (SS-RDC)	2.04	Design	No Message		DConS9	0.003025
	RDC	C1	1312	POT (SS-RDC)	2.66	Design	See Warnings		DConS9	0.003025
	RDC	C2	1310	POT (SS-RDC)	0	Design	See Errors		DConS5	0.003025
	RDC	C2	1310	POT (SS-RDC)	1.02	Design	No Message		DConS11	0.003025
	RDC	C2	1310	POT (SS-RDC)	1.02	Design	No Message		DConS11	0.003025
	RDC	C2	1310	POT (SS-RDC)	1.33	Design	No Message		DConS11	0.003025
	RDC	C2	1310	POT (SS-RDC)	2.04	Design	No Message		DConS20	0.003025
	RDC	C2	1310	POT (SS-RDC)	2.04	Design	No Message		DConS20	0.003025

Record: << < 1 > >> of 236

Add Tables... Done

TABLE: Concrete Column Design Summary - Eurocode 2-2004

Story	Label	UniqueName	DesignSect	Station m	DesignOpt	Status	PMMRatio	PMMCombo	AsMin m²	As m²	Mid Bar As m²	CornerBarAs m²	VMajCombo m²/m	VMajRebar m²/m	VMinCombo m²/m	VMinRebar m²/m
RDC	C19	1065	POT (SS-RDC)	0	Design	See Errors		DConS3	0.003025	0.033896	0.002825	0.002825	DConS3	0.00264	DConS5	0.00737
RDC	C16	548	POT (SS-RDC)	0	Design	See Errors		DConS3	0.003025	0.032299	0.002692	0.002692	DConS3	0.00271	DConS6	0.00739
RDC	C19	1065	POT (SS-RDC)	1.02	Design	See Errors		DConS3	0.003025	0.030565	0.002547	0.002547	DConS3	0.00264	DConS5	0.00737
RDC	C16	548	POT (SS-RDC)	1.02	Design	See Errors		DConS3	0.003025	0.02825	0.002354	0.002354	DConS3	0.00271	DConS6	0.00739
RDC	C45	1508	POT (SS-RDC)	0	Design	See Errors		DConS3	0.003025	0.027845	0.00232	0.00232	DConS3	0	DConS15	0.00697
RDC	C20	1076	POT (SS-RDC)	0	Design	See Errors		DConS3	0.003025	0.027557	0.002296	0.002296	DConS16	0.00689	DConS3	0.00493
RDC	C60	1706	POT (SS-RDC)	0	Design	See Errors		DConS3	0.003025	0.024978	0.002081	0.002081	DConS16	0.0069	DConS4	0.00601
RDC	C19	1065	POT (SS-RDC)	1.02	Design	See Errors		DConS3	0.003025	0.024717	0.00206	0.00206	DConS3	0.00288	DConS16	0.00687
RDC	C30	1208	POT (SS-RDC)	0	Design	See Errors		DConS3	0.003025	0.023717	0.001976	0.001976	DConS3	0.00846	DConS12	0.00583
RDC	C4	1306	POT (SS-RDC)	0	Design	See Errors		DConS3	0.003025	0.023634	0.00197	0.00197	DConS3	0	DConS15	0.00694
RDC	C45	1508	POT (SS-RDC)	1.02	Design	See Errors		DConS5	0.003025	0.023547	0.001962	0.001962	DConS3	0	DConS15	0.00697
RDC	C19	1065	POT (SS-RDC)	1.33	Design	See Errors		DConS3	0.003025	0.023097	0.001925	0.001925	DConS3	0.00288	DConS16	0.00687
RDC	C16	548	POT (SS-RDC)	1.02	Design	See Errors		DConS3	0.003025	0.022878	0.001907	0.001907	DConS3	0.00289	DConS16	0.00687
RDC	C20	1076	POT (SS-RDC)	1.33	Design	See Errors		DConS4	0.003025	0.022772	0.001898	0.001898	DConS16	0.00688	DConS16	0.00704
RDC	C10	1221	POT (SS-RDC)	0	Design	See Errors		DConS3	0.003025	0.022478	0.001873	0.001873	DConS3	0	DConS5	0.00588
RDC	C60	1706	POT (SS-RDC)	1.02	Design	See Errors		DConS3	0.003025	0.022391	0.001866	0.001866	DConS16	0.0069	DConS4	0.00602
RDC	C1	1312	POT (SS-RDC)	0	Design	See Errors		DConS3	0.003025	0.022149	0.001846	0.001846	DConS16	0.0069	DConS4	0.00603
RDC	C16	548	POT (SS-RDC)	1.33	Design	See Errors		DConS3	0.003025	0.021336	0.001778	0.001778	DConS3	0.00289	DConS16	0.00687
RDC	C5	1304	POT (SS-RDC)	0	Design	See Errors		DConS3	0.003025	0.020969	0.001747	0.001747	DConS3	0	DConS11	0.00561

TABLE: Concrete Column Design Summary - Eurocode 2-2004

Story	Label	UniqueName	DesignSect	Station m	DesignOpt	Status	PMMRatio	PMMCombo	AsMin m²	As m²	Mid Bar As m²	CornerBarAs m²	VMajCombo m²/m	VMajRebar m²/m	VMinCombo m²/m	VMinRebar m²/m
RDC	C30	1208	POT (NIV SS RDC)	0	Design	See Errors		DConS3	1.201297	1.201297	0.100108	0.100108	DConS3	0	DConS3	0 N
RDC	C30	1208	POT (NIV SS RDC)	1.02	Design	See Errors		DConS3	1.201294	1.201294	0.100108	0.100108	DConS3	0	DConS3	0 N
RDC	C30	1208	POT (NIV SS RDC)	1.02	Design	See Errors		DConS3	1.050889	1.050889	0.087574	0.087574	DConS3	0	DConS3	0 N
RDC	C30	1208	POT (NIV SS RDC)	1.33	Design	See Errors		DConS3	1.050889	1.050889	0.087574	0.087574	DConS3	0	DConS3	0 N
RDC	C30	1208	POT (NIV SS RDC)	2.04	Design	See Errors		DConS3	1.050889	1.050889	0.087574	0.087574	DConS3	0	DConS3	0 N
RDC	C5	1304	POT (NIV SS RDC)	0	Design	See Errors		DConS3	1.042668	1.042668	0.086889	0.086889	DConS3	0	DConS3	0 N
RDC	C5	1304	POT (NIV SS RDC)	1.02	Design	See Errors		DConS3	1.042668	1.042668	0.086889	0.086889	DConS3	0	DConS3	0 N
RDC	C50	1574	POT (NIV SS RDC)	0	Design	See Errors		DConS3	1.041606	1.041606	0.086801	0.086801	DConS3	0	DConS3	0 N
RDC	C50	1574	POT (NIV SS RDC)	1.02	Design	See Errors		DConS3	1.041604	1.041604	0.0868	0.0868	DConS3	0	DConS3	0 N
RDC	C30	1208	POT (NIV SS RDC)	2.04	Design	See Errors		DConS3	1.031942	1.031942	0.085995	0.085995	DConS3	0	DConS3	0 N
RDC	C30	1208	POT (NIV SS RDC)	2.66	Design	See Errors		DConS3	1.031941	1.031941	0.085995	0.085995	DConS3	0	DConS3	0 N
RDC	C5	1304	POT (NIV SS RDC)	1.02	Design	See Errors		DConS3	0.922111	0.922111	0.076843	0.076843	DConS3	0	DConS3	0 N
RDC	C5	1304	POT (NIV SS RDC)	1.33	Design	See Errors		DConS3	0.922111	0.922111	0.076843	0.076843	DConS3	0	DConS3	0 N
RDC	C5	1304	POT (NIV SS RDC)	2.04	Design	See Errors		DConS3	0.922108	0.922108	0.076842	0.076842	DConS3	0	DConS3	0 N
RDC	C50	1574	POT (NIV SS RDC)	1.02	Design	See Errors		DConS3	0.880696	0.880696	0.073391	0.073391	DConS3	0	DConS3	0 N
RDC	C50	1574	POT (NIV SS RDC)	1.33	Design	See Errors		DConS3	0.880695	0.880695	0.073391	0.073391	DConS3	0	DConS3	0 N
RDC	C50	1574	POT (NIV SS RDC)	2.04	Design	See Errors		DConS3	0.880693	0.880693	0.073391	0.073391	DConS3	0	DConS3	0 N
RDC	C5	1304	POT (NIV SS RDC)	2.04	Design	See Errors		DConS3	0.810265	0.810265	0.067522	0.067522	DConS3	0	DConS3	0 N
RDC	C5	1304	POT (NIV SS RDC)	2.66	Design	See Errors		DConS3	0.810264	0.810264	0.067522	0.067522	DConS3	0	DConS3	0 N

Figure 3. Par RPA 99 V2003 ET RPA 2024

• Localisation Oran

La même méthodologie de modélisation structurelle et les mêmes hypothèses d'ingénierie que celles utilisées dans l'étude de cas de Sidi Bel Abbès ont été adoptées pour l'analyse du bâtiment d'Oran afin d'assurer la cohérence entre les deux cas. La principale différence réside uniquement dans les données sismiques utilisées, notamment la classification de la zone sismique et la valeur de l'accélération maximale du sol (PGA), conformément à la réglementation antisismique algérienne. Ceci influe directement sur l'intensité des effets sismiques et sur les valeurs de contraintes internes calculées, sans aucune modification des caractéristiques du modèle d'ingénierie ni de la méthode d'analyse.

1. L'action sismique :

Le spectre de réponse est intégré conformément au règlement parasismique applicable (RPA 2003 et RPA 2024), en spécifiant les paramètres sismiques requis pour l'analyse dynamique.

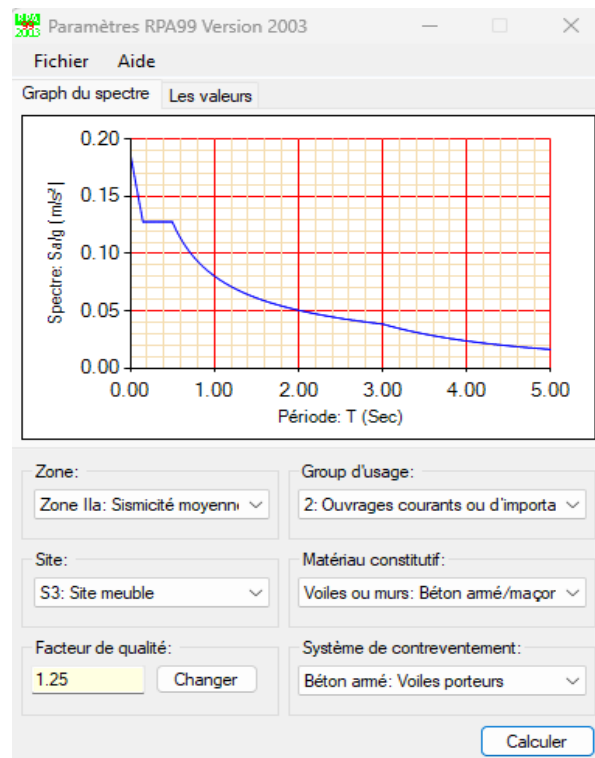


Figure 3.2.9 Le spectre de réponse

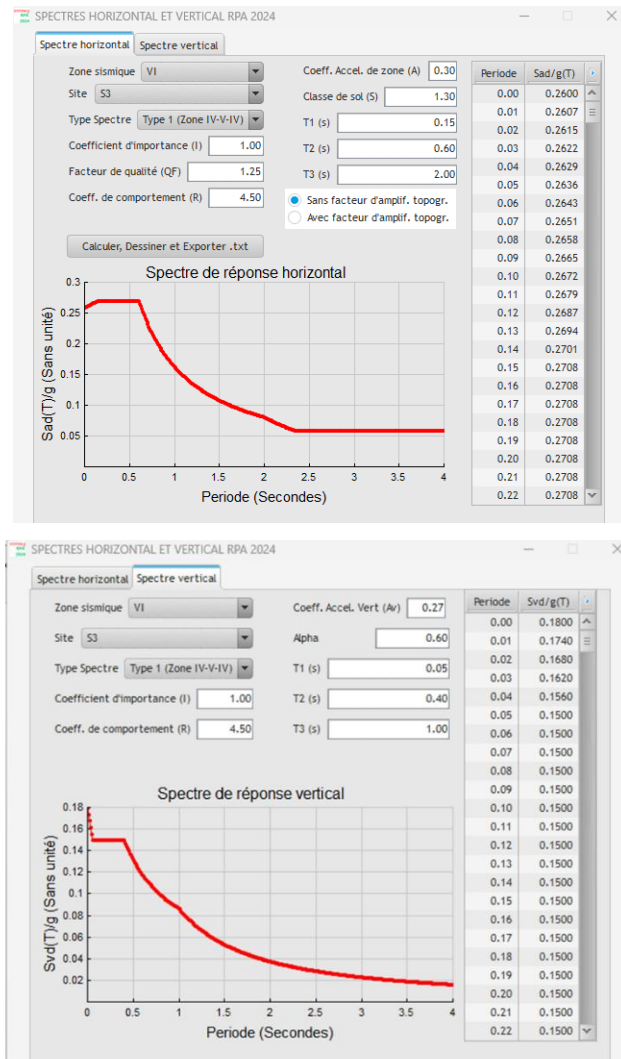


Figure 3.2.10. Le spectre de réponse

2. Mass source :

La masse sismique est définie à partir du poids propre de la structure, complétée par les charges permanentes et une fraction des charges d'exploitation.

Mass Source Data

Mass Source Name: MsSrc1

Mass Source

☐ Element Self Mass

☐ Additional Mass

☒ Specified Load Patterns

☐ Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:

This Ratio of Diaphragm Width in X Direction:

This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction:

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
G	1
S	1
Q	0.3

Mass Options

☒ Include Lateral Mass

☐ Include Vertical Mass

☒ Lump Lateral Mass at Story Levels

OK Cancel

3. Composante verticale de l'action sismique :

1. Combinaison action :

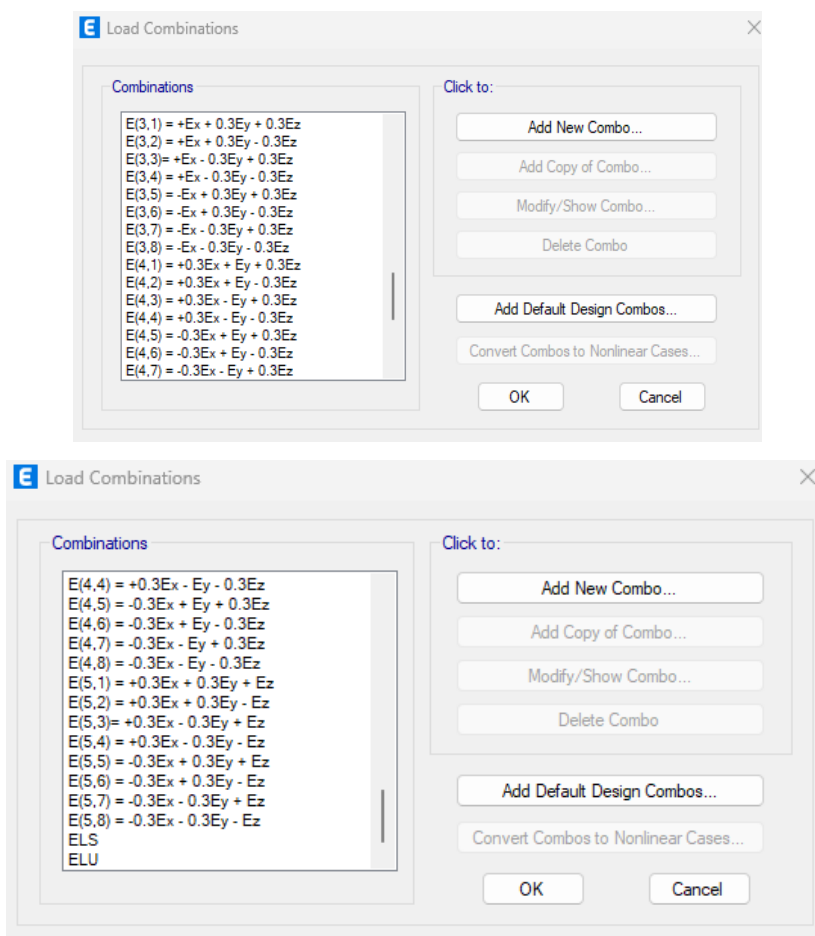


Figure 3.2.10. Combinaison action

2. Le spectre horizontal :

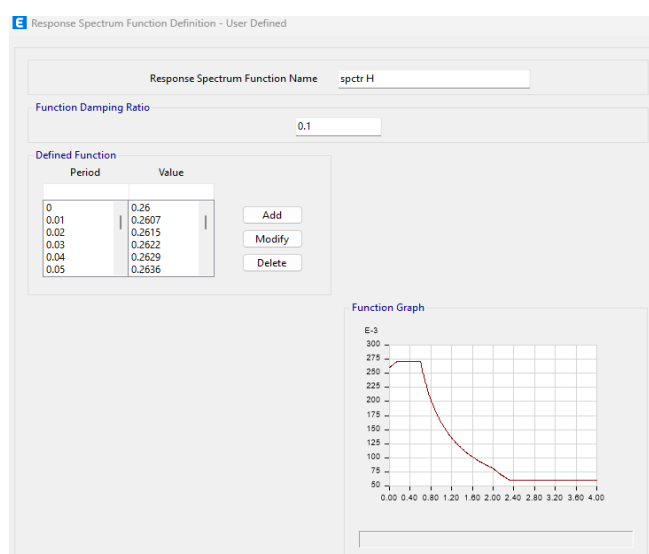


Figure 3.2.11. Le spectre horizontal

3. Le spectre vertical :

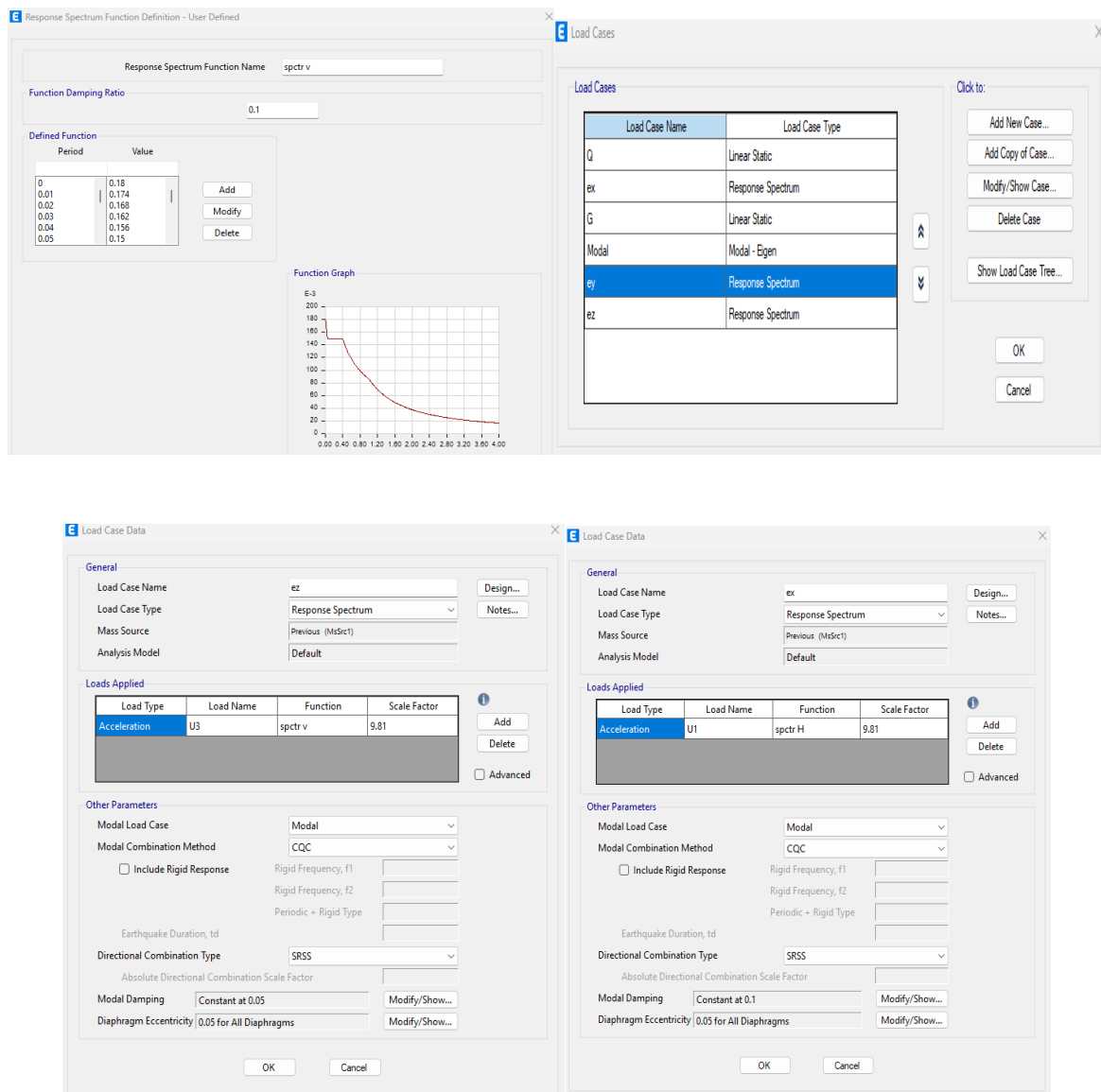


Figure 3.2.12. Le spectre vertical

Load Case Data

General

Load Case Name: ey [Design...]
 Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]
 Mass Source: Previous (M5drc1)
 Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	spectr H	9.81

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal
 Modal Combination Method: CQC
☐ Include Rigid Response
 Rigid Frequency, f1:
 Rigid Frequency, f2:
 Periodic + Rigid Type:
 Earthquake Duration, td:
 Directional Combination Type: SRSS
 Absolute Directional Combination Scale Factor:
 Modal Damping: Constant at 0.1 [Modify/Show...]
 Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figure 3.2.13. Selon ETABS

8. Conclusion :

La modélisation structurelle réalisée dans ce chapitre constitue une étape fondamentale dans l'analyse du comportement global de l'ouvrage étudié. Elle a permis de représenter de manière fidèle la géométrie de la structure, les caractéristiques mécaniques des matériaux, les conditions d'appui ainsi que les charges permanentes, d'exploitation et sismiques conformément aux prescriptions réglementaires en vigueur. À travers cette modélisation, il a été possible d'évaluer la répartition des efforts internes (efforts normaux, moments fléchissant et efforts tranchants) dans les différents éléments porteurs, notamment les poteaux, poutres et voiles. Les résultats obtenus ont mis en évidence les zones les plus sollicitées de la structure ainsi que les niveaux critiques nécessitant une attention particulière lors des vérifications de résistance et de ductilité.

Par ailleurs, l'analyse du comportement dynamique a permis d'apprécier la réponse de la structure face à l'action sismique, en termes de déplacements, de périodes propres et de modes de vibration. Ces résultats constituent une base essentielle pour le diagnostic structurel et l'évaluation de la vulnérabilité sismique de l'ouvrage. En conclusion, la modélisation numérique adoptée fournit un outil d'analyse fiable et cohérent, permettant non seulement de vérifier la conformité de la structure aux exigences réglementaires, mais aussi de préparer les phases ultérieures de diagnostic approfondi et de proposition de solutions de renforcement ou de réhabilitation, si nécessaire

CHAPITRES 04 :

***Contrôle de stabilité de la structure
existante conformément au RPA 2024 et
comparaison avec le RPA 99 Version 2003***

1. Introduction

Ce chapitre présente l'ensemble des résultats issus de la modélisation structurelle ainsi que des différentes vérifications réalisées conformément aux règlements parasismiques en vigueur. L'analyse de ces résultats permet d'évaluer le comportement global de l'ouvrage, d'identifier les insuffisances structurelles éventuelles et de proposer, le cas échéant, des solutions de renforcement adaptées afin d'améliorer sa performance sismique.

Le travail a débuté par l'étude d'un bâtiment existant situé dans la ville de Sidi Bel Abbès. La structure a été recalculée et redimensionnée sur la base des exigences du RPA 2024, puis une analyse comparative a été menée avec les dispositions du RPA 99 Version 2003. Cette comparaison a mis en évidence des différences significatives entre les deux règlements, notamment en ce qui concerne l'accélération maximale du sol (PGA) ainsi que le zonage sismique applicable à la région de Sidi Bel Abbès, ce qui influence directement les efforts sismiques et le dimensionnement des éléments structuraux.

2. Description générale de la structure :

La structure étudiée est un bâtiment en béton armé à usage habitation, composé de plusieurs niveaux, incluant un sous-sol. Le système porteur est constitué de poteaux, de poutres, de voiles et de planchers en béton armé.

La modélisation numérique a été réalisée en tenant compte des caractéristiques géométriques de l'ouvrage, des propriétés mécaniques des matériaux ainsi que des charges appliquées, afin de représenter de manière réaliste le comportement structurel du bâtiment sous l'action sismique propre à la région de Sidi Bel Abbès.

3. Hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul suivantes ont été retenues pour la modélisation et l'analyse de la structure :

- Un comportement linéaire élastique des matériaux (béton et acier)
- La prise en compte des charges permanentes et des charges d'exploitation conformément aux prescriptions réglementaires
- L'application de l'action sismique selon les dispositions du règlement parasismique en vigueur (RPA), en tenant compte du zonage sismique de Sidi Bel Abbès
- Une modélisation tridimensionnelle de la structure permettant une évaluation globale et cohérente de son comportement dynamique.

À l'issue de l'achèvement de la modélisation et de l'analyse conformément aux dispositions du RPA 2024, il a été procédé à une phase de comparaison avec le RPA 99 Version 2003, au cours de laquelle les résultats ont été extraits et discutés afin d'évaluer l'impact des nouvelles dispositions réglementaires sur le comportement de l'ouvrage.

4. Contrôle de Stabilité Sismique selon RPA 2024 :

Dans ce cas précis, un bâtiment existant à sidi bel abbés a été choisi comme étude de cas, pour lequel nous avons effectué les calculs et analyses structurelles nécessaires selon RPA 2024

1. Analyse modale :

1.1 Périodes propres de la structure (RPA 2024) :

Le Tableau 4.1 ci-dessous présente les périodes propres obtenues par analyse modale sous RPA 2024 :

Mode	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
T (RPA 2024) [s]	0.712	0.631	0.496	0.182	0.152	0.116	0.086	0.076	0.068	0.051	0.049	0.042

Tableau 4.1. Récapitulatif des périodes propres selon le RPA 2024

1.2 Poids propre de la structure :

Le tableau ci-après présente la répartition de poids propre P (en KN) selon les différents niveaux de la structure :

Story	HSS 1	RDC	S1	S2	S3	S4
P (KN)	55 664.44	48 377.64	42 649.47	37 136.09	31 610.40	26 269.64
Story	S5	S6	S7	S8	LCT	TOT
P (KN)	20 928.87	15 752.37	10 575.86	5 542.97	332.65	294 840,39

Tableau 4.2. Poids propre de la structure par niveau (RPA 2024)

Le poids total de la structure est : $W_t = 294\,840,39\text{ kN}$

2. Vérification selon RPA 2024

2.1 Vérification de L'effort normal réduit V :

D'après le (RPA 99 Version 2003 l'article 7-4-3-1) :

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensembles dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30 \quad (15)$$

- N_d : l'effort normal maximal.
- B_c : section du poteau.
- F_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25$ MPa).

Le tableau suivant regroupe les résultats de la vérification de l'effort normal réduit pour chaque niveau de la structure :

Niveau	Section (mm)	(Bc) (mm ²)	(Ned) (KN)	V (KN)	Vérification
Sous-sol	550 × 550	302 500	1 927	0.255	OK
RDC – 1	500 × 500	250 000	1 376	0.220	OK
2 – 3	450 × 450	202 500	727	0.144	OK
4	400 × 400	160 000	551	0.138	OK
5 – 6	350 × 350	122 500	260	0.085	OK
7 – 8 – LCT	300 × 300	90 000	40	0.018	OK

Tableau 4.3. Les résultats de la vérification de l'effort normal réduit

Remarque :

L'effort Ned est tiré du logiciel ETABS pour chaque section du poteau en prenant la valeur maximale donnée par les combinaisons sismiques suivantes les poteaux qui sont solidaires aux voiles ne rentrent pas dans cette vérification.

3. Justification du système de contreventement :

Par des voiles présentant une contribution inférieure à 20 %, traduisant une faible participation au comportement global de la structure.

Les résultats de la distribution des contraintes sismiques indiquent que les murs de refend supportent la majeure partie des efforts horizontaux dans les directions **EX** et **EY**, avec une contribution d'environ 99 % et 94.30% de la contrainte totale. Cette observation démontre l'efficacité des murs pour résister aux forces sismiques dans ces directions.

Cependant, dans des conditions extrêmes (**ELU**), la contribution des murs chute à environ 41,55 %, ce qui reflète une participation simultanée des murs et de la structure dans la résistance aux contraintes. Ce phénomène traduit un comportement structurel mixte.

Conformément à l'article 3.4 de la norme RPA 99 relatif à la classification des systèmes parasismiques, une structure présentant une prédominance des murs dans certaines directions tout en partageant les efforts avec la structure dans d'autres situations relève de la catégorie des systèmes parasismiques mixtes (murs + portiques).

En conséquence, l'adoption d'un coefficient de comportement $R = 3,5$ est appropriée et justifiée, car elle reflète la capacité moyenne de la structure à dissiper l'énergie sismique grâce au comportement non linéaire combiné des murs et des portiques. La répartition des efforts sismiques confirme que la contribution des voiles varie selon les directions, traduisant un comportement global mixte de la structure.

Ainsi, pour cette structure :

$$V_t \geq 0.8V \quad \text{et} \quad R = 3,5$$

Ce choix est correct et géométriquement justifié, correspondant à un système de contreventement mixte (portiques + voiles).

Le tableau suivant regroupe des résultats du système de contreventement selon RPA99V2003 :

Cas / Sens	Forces reprises par les voiles et les portiques	[%]	Forces reprises par les voiles uniquement	[%]
Sens EX	4945.5858 KN	100	4681.1313 KN	94.46
Sens EY	5537.7037 KN	100	5269.3677 KN	95.15
ELU	76157.908 KN	100	32868.7214 KN	43.15

Tableau 4.4. Justification du système de contreventement RPA 99 V 2003

Les voiles assurent plus de 94 % de la reprise des efforts horizontaux dans les directions EX et EY. En conditions extrêmes (ELU), la contribution des portiques augmente, traduisant un comportement mixte. Conformément à l'article 3.4 du RPA, le coefficient de comportement retenu est $R = 3,5$ (système mixte voiles + portiques).

4. Vérification des déplacements :

D'après le (RPA 99 Version 2003 l'article 4-4-3) :

Sous l'action des forces sismiques horizontales, la structure subira des déformations dans le plan (o, x, y). Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta K = R.\delta_{ek} \quad (16)$$

- δ_k : déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure.
- δ_{ek} : déplacement du aux forces sismiques V_i (y compris l'effet de torsion).
- R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égale à :

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$K \leq \Delta K_{adm}$ Les déplacements maximaux sont calculés sous l'action sismique et les vérifications se fait selon les deux directions

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant ci-après :

Story	RPA 2024		
	Output Case	Drift X (m)	Drift Y (m)
H-SS	Ex	0.00022	0.000019
RDC	Ex	0.001175	0.000169
S1	Ex	0.002199	0.000264
S2	Ex	0.002813	0.000342
S3	Ex	0.00325	0.000408
S4	Ex	0.00346	0.000457
S5	Ex	0.003577	0.000489
S6	Ex	0.003539	0.000505
S7	Ex	0.00347	0.000511
S8	Ex	0.003312	0.000503
LCT	Ex	0.002897	0.000304

Tableau 4.5. Drifts (déplacements relatifs inter-étages) selon X

Les déplacements relatifs inter-étages calculés conformément au RPA 2024 demeurent inférieurs à la limite réglementaire

$$dr \leq 0,01 h \text{ pour l'ensemble des niveaux.}$$

La valeur maximale du drift est observée dans la direction X, avec $dr_{\max} \approx 0,0036$ m, ce qui reste largement inférieur aux seuils admissibles, en considérant des hauteurs d'étage de $h = 3,40$ m pour les niveaux H.SS et $h = 3,06$ m pour les autres étages.

Les déplacements très faibles enregistrés dans la direction Y confirment la bonne rigidité latérale de la structure dans cette direction.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant ci-après :

RPA2024				
Story	Output Case	Shear X (KN)	Shear Y(KN)	Stiff Y(KN/m)
H-SS	Ey	217.5073	5537.7037	25200514.5
RDC	Ey	216.8712	5493.1696	5775981.17
S1	Ey	213.0541	5334.2801	3034701.68
S2	Ey	204.7118	5074.333	2172840.39
S3	Ey	191.381	4721.3358	1694014.38
S4	Ey	172.9513	4272.7651	1383139.76
S5	Ey	149.5048	3732.6056	1143160.59
S6	Ey	120.8645	3083.0534	932497.767
S7	Ey	86.8735	2297.7489	696785.086
S8	Ey	47.6352	1333.5384	417361.366
LCT	Ey	3.3156	102.3998	34207.884

Tableau 4.6. Efforts tranchants et rigidité (Shear & Steffens) selon Y

Concernant la réponse structurelle en direction Y, les efforts tranchants et les rigidités inter-étages montrent une diminution progressive avec l'élévation, traduisant un comportement cohérent et régulier de la structure sous action sismique. Les valeurs élevées de rigidité aux niveaux inférieurs confirment une bonne capacité de reprise des efforts latéraux et une distribution favorable des sollicitations.

5. Vérification de l'effet P-Δ :

Lors d'une analyse sismique, l'interaction entre les charges verticales et les déplacements latéraux peut engendrer des efforts supplémentaires dits effets du second ordre (effets P-Δ). Ces effets peuvent entraîner une amplification des déplacements et une diminution de la stabilité globale de la structure. Le RPA 2024 impose leur vérification afin de déterminer s'ils doivent être pris en compte dans l'analyse.

Rappel de la formule utilisée :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \quad (16)$$

- P_k : charge verticale totale au niveau considéré (kN)
- Δ_k : déplacement relatif de l'étage (m)

- V_k : effort tranchant d'étage (kN)
- h_k : hauteur d'étage (m)

Le tableau suivant présente les valeurs du coefficient de stabilité θ_k calculées pour chaque niveau dans les deux directions XX et YY, dans le cadre de la vérification de l'effet du second ordre P- Δ .

Sens XX						Sens YY		
Niveau	hk (m)	Pk (kN)	Δk XX (m)	Vk XX (kN)	θ_k XX	Δk YY (m)	Vk YY (kN)	θ_k YY
Story Lct	3.06	—	0.002897	92.917	—	0.000166	102.456	—
Story 8	3.06	4166.41	0.003312	1160.54	0.00108	0.000202	1305.11	0.000066
Story 7	3.06	3920.71	0.00347	1966.01	0.00113	0.000209	2220.72	0.0000683
Story 6	3.06	4014.37	0.003539	2612.24	0.00116	0.000209	2959.33	0.0000683
Story 5	3.06	4081.45	0.003577	3148.27	0.00117	0.000207	3567.25	0.0000676
Story 4	3.06	4147.7	0.00346	3599.34	0.00113	0.000195	4072.67	0.0000637
Story 3	3.06	4301.66	0.00325	3994.55	0.00106	0.000177	4500.74	0.0000578
Story 2	3.06	4389.39	0.002813	4312.44	0.000919	0.00015	4840.66	0.000049
Story 1	3.06	4464	0.002199	4552.42	0.000719	0.000113	5092.29	0.0000369
Story RDC	3.06	4402.78	0.001175	4699.91	0.000384	0.000065	5247.16	0.0000212
Story H-Ss	3.4	4972.28	0.00022	5857.68	0.0000647	0.00001	6200.35	0.00000294

Tableau 4.7. Vérification de l'effet P- Δ

Commentaire des résultats :

Le tableau ci-dessus présente les valeurs du coefficient de stabilité θ_k calculées pour l'ensemble des niveaux du bâtiment, dans les directions principales XX et YY.

On constate que les valeurs de θ_k restent très faibles sur toute la hauteur de la structure. La valeur maximale observée est de 0.00117 en direction XX (Story 5) et de 0.000068 en direction YY (Stories 6 et 7), valeurs largement inférieures à la limite réglementaire de 0.1 imposée par le RPA 2024.

Cette distribution traduit une augmentation progressive de θ_k vers les étages intermédiaires, suivie d'une diminution vers les niveaux inférieurs, ce qui correspond à une évolution normale des déplacements latéraux et des efforts tranchants.

Par conséquent, conformément aux exigences réglementaires, les effets du second ordre (P- Δ) peuvent être négligés dans les deux directions XX et YY, sans incidence défavorable sur la stabilité globale de la structure.

6. Effort normal et moment fléchissant à la base 2024 :

Le tableau ci-après présente les valeurs de l'effort tranchant et du moment fléchissant à la base de la structure, déterminées conformément aux exigences du RPA 2024.

Niveau	Effort normal 2024	Moment fléchissant 2024
H. SS	1927	61
RDC	1371	128
1	930	116
2	726	108
3	601	92
4	451	88
5	260	74
6	155	68
7	40	62
8	25	54
LCT	10	40

Tableau 4.7. Effort tranchant moment fléchissant

7. Récapitulatif de dimensionnement des poteaux en béton armé (Eurocode 2-2004) :

Le ferrailage :

Le tableau ci-après récapitule les valeurs de la section d'armatures A_s par niveau selon le RPA 2024 :

Niveau	As 2024 (cm ²)	Niveau	As 2024 (cm ²)
Sous-sol	49.57	5ème	16.00
RDC	48.10	6ème	16.00
1 ^{er}	45.59	7ème	12.25
2ème	37.16	8ème	12.25
3ème	25.52	LCT	9.00
4ème	20.26		

Tableau 4.8. Ferrailage

8. Comparaison des Résultats Sismiques RPA 99/2003 et RPA 2024 :

8.1 Comparaison des périodes propres :

Le tableau suivant présente les périodes propres de vibration de la structure calculées selon les deux règlements RPA 2024 et RPA 99 Version 2003, permettant une comparaison directe des résultats modaux.

Mode	T (RPA 99 Version 2003) [s]	T (RPA 2024) [s]
1	0,707	0,712
2	0,627	0,631
3	0,493	0,496
4	0,181	0,182
5	0,151	0,152
6	0,115	0,116
7	0,086	0,086
8	0,076	0,076
9	0,067	0,068
10	0,051	0,051
11	0,048	0,049
12	0,042	0,042

Tableau 4.9. Récapitulatif des modes propres

Les périodes propres issues du RPA 2024 sont légèrement supérieures à celles du RPA 99 Version 2003. Les différences sont faibles et reflètent une modélisation sismique légèrement plus souple, en accord avec le comportement dynamique réel de la structure.

8.2 Poids total de la structure (W_t) :

La valeur du poids total de la structure est estimée à :

$$W_t = 294\,840,386 \text{ kN}$$

Le poids initial de la structure reste inchangé, aucune modification géométrique ou de charges n'ayant été introduite.

8.3 Justification du système de contreventement :

Le tableau ci-après compare la contribution des voiles et des portiques dans la reprise des efforts sismiques selon les deux règlements, afin de justifier le système de contreventement adopté.

<i>Cas / Sens</i>	Voiles + portiques (kN) RPA 2024	Voiles (%) RPA 2024	Voiles + portiques (kN) RPA 99 Version 2003	Voiles (%) RPA 99 Version 2003	Observation
Sens EX	4945.5858	94.46 %	2188.6334	94.30 %	Résultats similaires
Sens EY	5537.7037	95.15 %	2379.0532	99.58 %	Différence importante (portiques quasi nuls en 2003)
ELU	76157.908	43.15 %	74865.1546	41.55 %	Comportement très proche

Tableau 4.10. Tableau comparatif des systèmes de contreventement

8.4 Calcul et vérification des déplacements :

Le RPA 99 Version 2003 préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser le déplacement admissible qui est :

$$\Delta k_{adm} = 1\%$$

Avec : h_e : la hauteur libre de l'étage considéré.

Il faut vérifier que :

$K \leq \Delta K_{Adm}$ Les déplacements maximaux sont calculés sous l'action sismique et les vérifications se font selon les deux directions, Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant ci-après.

Le tableau ci-dessous présente les déplacements relatifs inter-étages (drifts) obtenus selon les deux règlements RPA 2024 et RPA 99 Version 2003, dans les deux directions principales de la structure.

	RPA 2024		RPA 99 Version 2003	
Niveau	Déplacement X (m)	Déplacement Y (m)	Déplacement X (m)	Déplacement Y (m)
H-S,Sol	0.00022	0.000019	0.000001	8.60E-08
RDC	0.001175	0.000169	0.000006	0.000001
S1	0.002199	0.000264	0.00001	0.000001
S2	0.002813	0.000342	0.000012	0.000002
S3	0.00325	0.000408	0.000014	0.000002
S4	0.00346	0.000457	0.000015	0.000002
S5	0.003577	0.000489	0.000016	0.000002
S6	0.003539	0.000505	0.000015	0.000002
S7	0.00347	0.000511	0.000015	0.000002
S8	0.003312	0.000503	0.000014	0.000002
LCT	0.002897	0.000304	0.000013	0.000001

Tableau 4.11. Déplacements (déplacements relatifs inter-étages)

Synthèse :

Les drifts selon le RPA 2024 sont plus élevés que ceux du RPA 99 Version 2003 en raison d'une modélisation sismique plus réaliste. Toutefois, ils restent inférieurs à la limite réglementaire ce qui confirme la conformité et la bonne rigidité de la structure. Les déplacements plus importants en X indiquent une rigidité plus élevée dans le sens Y.

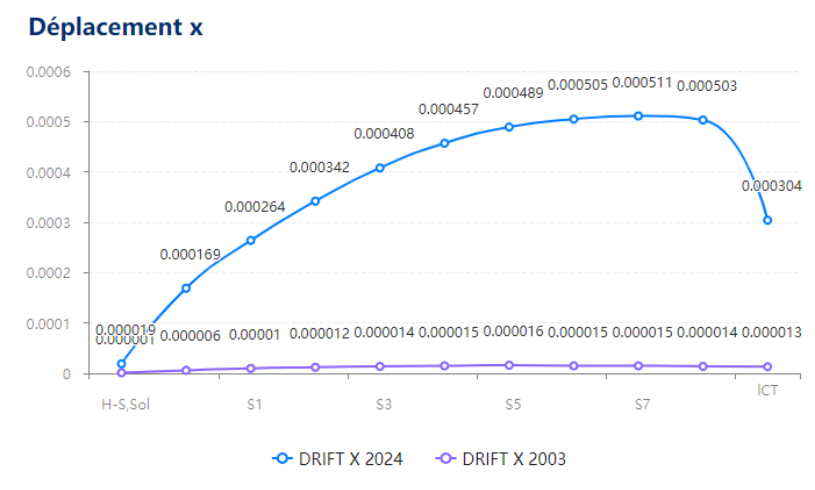


Figure 4.1. Déplacement selon X

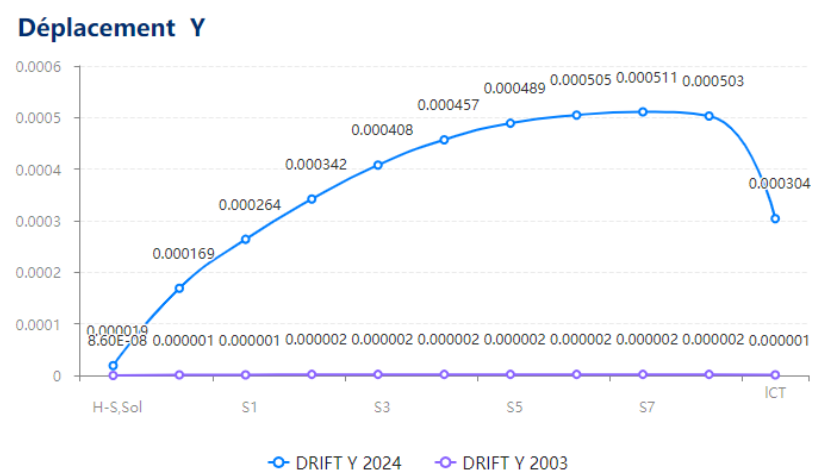


Figure 4.2. Déplacement selon Y

Synthèse :

Les efforts tranchants du RPA 2024 sont nettement plus élevés que ceux du RPA 99 Version 2003, traduisant une sollicitation sismique plus sévère. La rigidité est principalement concentrée dans le sens Y, en cohérence avec les résultats des drifts. Les

efforts sont maximaux à la base et diminuent vers le sommet, ce qui est conforme au comportement structural attendu.

8.5 Analyse des déplacements :

Les déplacements relatifs, ou drifts, déterminés avec le RPA 2024 s'avèrent plus élevés que ceux obtenus avec le RPA 99 Version 2003. Cette hausse résulte principalement :

- D'une modélisation sismique plus réaliste
- D'une prise en compte accrue de la flexibilité
- De l'intégration d'effets dynamiques plus rigoureux

Malgré cet accroissement, les valeurs obtenues restent bien en dessous des seuils admissibles établis par la réglementation, attestant de la stabilité et de la rigidité suffisantes de la structure. Des déplacements plus importants sont observés dans la direction X, ce qui suggère une rigidité supérieure dans la direction Y. Cette distinction pourrait être liée à l'agencement des voiles et des éléments de contreventement

8.6 Effort Normal et moment fléchissant à la base :

Le tableau ci-après rassemble les efforts normaux et moments fléchissant extraits du logiciel ETABS pour chaque niveau de la structure, selon les combinaisons sismiques réglementaires.

Niveau	Effort RPA 2003	Effort RPA 2024	Variation Effort (%)	Moment RPA 2003	Moment RPA 2024	Variation Moment (%)
H. SS	1760,49	2112,00	+19,97 %	47,21	62,87	+33,17 %
RDC - 1	1556,19	2662,32	+71,08 %	33,47	128,89	+285,09 %
2 - 3	1184,58	1344,39	+13,49 %	36,39	108,88	+199,20 %
4	836,96	837,32	+0,04 %	29,28	88,52	+202,32 %
5 - 6	668,69	668,59	-0,01 %	30,77	74,49	+142,09 %
7 - 8 - Lct	342,79	342,89	+0,03 %	27,12	52,47	+93,47 %

Tableau 4.12.1. Pourcentage d'Effort normal et Moment fléchissant

L'analyse comparative des efforts internes calculés selon le RPA 99 Version 2003 et le RPA 2024 met en évidence des écarts très importants pour l'ensemble des sollicitations. Le RPA 99 Version 2003 conduit à des valeurs nettement plus élevées, traduisant une approche

fortement conservatrice qui se répercute par un dimensionnement non économique, un surarmement des éléments structuraux et des difficultés potentielles d'exécution.

À l'inverse, le RPA 2024 fournit des efforts plus modérés et mieux équilibrés, en cohérence avec une modélisation plus réaliste du comportement dynamique et ductile de la structure. Cette évolution permet d'assurer le niveau de sécurité requis tout en optimisant le dimensionnement. En conclusion, l'adoption du RPA 2024 conduit à une conception parasismique plus rationnelle, plus économique et mieux adaptée au comportement réel des ouvrages, sans compromettre la sécurité structurale.

Les efforts tranchants analysés suivant le RPA 2024 surpassent nettement ceux calculés avec le RPA 99 Version 2003. Cette différence s'explique par :

- Une sollicitation sismique intensifiée
- Une meilleure mobilisation des éléments résistants
- Une redistribution des efforts plus conforme à la réalité

Ces efforts atteignent leur maximum au niveau de la base pour ensuite décroître progressivement vers les étages supérieurs, conforme au comportement typique d'un bâtiment soumis à une action sismique. Par ailleurs, la rigidité semble mieux concentrée dans le sens Y, ce qui correspond aux observations faites lors de l'étude des drifts

8.7 Comparaison de dimensionnement des poteaux en béton armé (Eurocode 2-2004) :

Le ferrailage :

Le tableau ci-dessous synthétise les sections d'armatures longitudinales requises pour chaque niveau de la structure, en comparant les exigences du RPA 2024 avec celles du RPA 99 Version 2003 et les armatures effectivement adoptées.

Niv	Ast RPA 2024 (cm ²)	Ast RPA 99 V2003 (cm ²)	Ast Adopté (cm ²)	Déficit (cm ²)	Déficit (%)
Sous-sol	49.57	30.25	32.17	17.4	+54.08 %
RDC	48.1	30.25	28.40	19.7	+23.90 %
1^{er}	45.59	25	28.40	17.19	+60.52%
2^{ème}	37.16	25	22.24	14.92	+67.08 %
3^{ème}	25.52	20.25	22.24	3.28	+14.74 %
4^{ème}	20.26	20.25	16.08	4.17	+ 25.93%
5^{ème}	16	16	12.32	3.68	+ 29.87 %

6 ^{ème}	16	12.25	12.32	3.68	+ 29.87 %
7 ^{ème}	12.25	9	9.05	3.2	+ 35.36%
8 ^{ème}	12.25	9	9.05	3.2	+ 35.36%
LCT	9	9	9.05	0.05	+ 0.55%

Tableau 4.13. Ferrailage**Discussion du ferrailage :**

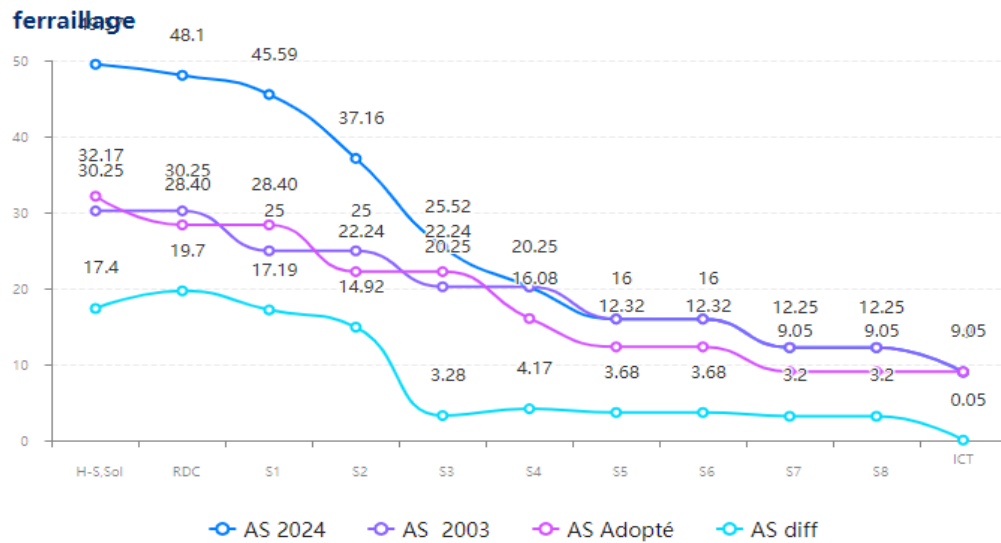
Le tableau comparatif des sections d'armatures longitudinales A_s met clairement en évidence des écarts significatifs entre les valeurs calculées selon le RPA 99 Version 2003 et celles exigées par le RPA 2024, ainsi qu'entre ces dernières et les armatures effectivement adoptées dans le projet. Les résultats montrent que les sections requises par le RPA 2024 sont nettement supérieures à celles obtenues selon l'ancienne réglementation, en particulier aux niveaux inférieurs de la structure (sous-sol, rez-de-chaussée et premier étage).

Cette augmentation s'explique par le renforcement des exigences parasismiques introduites dans le RPA 2024, qui vise une amélioration globale du niveau de sécurité, une meilleure maîtrise du comportement non linéaire et une ductilité accrue des éléments porteurs verticaux. Les poteaux des niveaux inférieurs, fortement sollicités par les efforts sismiques et gravitaires combinés, sont directement concernés par cette évolution réglementaire, ce qui justifie les valeurs élevées d'armatures exigées.

Par ailleurs, l'analyse montre que le ferrailage effectivement adopté dans le projet se rapproche davantage des prescriptions du RPA 99 Version 2003 que de celles du RPA 2024. Des écarts notables sont observés aux étages inférieurs, traduisant une insuffisance du ferrailage existant par rapport aux exigences actuelles dans les zones les plus critiques pour le comportement sismique global de l'ouvrage. En revanche, ces écarts tendent à diminuer progressivement avec l'élévation, devenant faibles, voire négligeables, à partir du sixième étage jusqu'à la toiture. Cette tendance s'explique par la réduction des efforts sismiques et des sollicitations axiales dans les niveaux supérieurs.

Ainsi, la comparaison entre les résultats issus des deux versions du règlement met en évidence :

- Le durcissement significatif des exigences parasismiques du RPA 2024
- Une augmentation de la demande en capacité résistante et en ductilité des poteaux
- L'inadéquation partielle des dispositions de ferrailage anciennes pour satisfaire aux normes réglementaires actuelles, notamment dans les niveaux inférieurs

**Figure 4.3. Ferrailage****Synthèse :**

En conséquence, compte tenu des écarts observés entre le ferrailage existant et les exigences du RPA 2024 dans les zones structurellement et sismiquement critiques, le recours à des solutions de renforcement apparaît nécessaire. Le renforcement par matériaux composites à fibres de carbone (FRP), ainsi que la technique de chemisage en béton armé, constituent des solutions efficaces pour augmenter la capacité portante des poteaux, améliorer leur ductilité et renforcer la performance sismique globale de la structure, tout en conservant le système structural existant et en limitant les interventions lourdes ou destructives.

CHAPITRE 05 :
Application des Techniques de
Renforcement Innovantes et
Conventionnelles

1. Introduction :

L'analyse structurelle du bâtiment existant a mis en évidence des insuffisances nécessitant la mise en œuvre de solutions de renforcement appropriées. Dans ce contexte, différentes techniques de renforcement, à la fois conventionnelles et innovantes, ont été appliquées afin d'améliorer la résistance, la rigidité et le comportement sismique global de la structure. Ces interventions visent à satisfaire les exigences réglementaires en vigueur et à limiter la vulnérabilité de l'ouvrage face aux actions sismiques. Le choix des techniques retenues repose sur une analyse comparative de leur efficacité et de leur faisabilité. Le présent chapitre détaille l'application de ces techniques et l'évaluation de leurs effets sur la performance structurelle.

2. Le renforcement par fibres de carbone (FRP) :

Le renforcement par fibres de carbone (FRP) est l'une des techniques les plus efficaces et modernes pour renforcer les structures en béton, car il contribue à améliorer la résistance, la plasticité et les performances sismiques des éléments structuraux sans modifier significativement leurs dimensions ou leur système structurel.

1. La méthode de confinement :

Pour effectuer le calcul de renforcement par polymères renforcés de fibres de carbone (CFRP) pour vos poteaux selon le **RPA 2024**, nous allons suivre une démarche rigoureuse d'ingénierie structurelle.

L'objectif est de compenser le déficit de capacité portante (flexion composée) et d'augmenter la ductilité via le confinement.

1.1 Calcul du Confinement et Résistance :

Le confinement augmente la contrainte de compression ultime du béton.

Pression de confinement (f_l) :

$$f_l = \frac{2 \cdot n \cdot t \cdot E_f \cdot \varepsilon_{fe}}{D} \quad (17)$$

(Où n est le nombre de couches, D est le diamètre équivalent ou la diagonale).

1.2 Résistance du béton confiné (f_{cc}) :

Selon le modèle de Mander ou l'ACI 440 :

$$f_{cc} = f_c + k_l \times f_l \quad (18)$$

1.3 Modèle ACI 440 / Mander :

$$f'_{cc} = f'_c \left[2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{f_l}{f'_c}} - 2 \frac{f_l}{f'_c} - 1.254 \right] \quad (19)$$

(Généralement $k_l = 3.3$)

Équivalence Acier ↔ CFRP (Renforcement longitudinal)

Pour compenser le déficit de section d'acier longitudinal

$$(A_{s,req} - A_{s,existant}),$$

Le principe d'équivalence des forces est adopté. L'égalité suivante est vérifiée :

$$A_s \cdot f_y = A_{frp} \cdot \sigma_{frp}$$

Où la contrainte effective dans le CFRP est donnée par :

$$\sigma_{frp} = E_{frp} \cdot \varepsilon_{fu} \cdot \psi$$

Avec ψ représentant un coefficient de réduction de sécurité tenant compte des conditions réelles de mise en œuvre et de rupture du matériau.

1.4 Le nombre de couches de CFRP (n) :

Est ensuite déterminé en fonction de la surface de renforcement requise et des caractéristiques mécaniques du composite utilisé.

- En cas de renforcement en flexion, les bandes de CFRP sont collées verticalement afin de reprendre les efforts de traction longitudinaux.
- En cas de renforcement pour le confinement (effort axial), le CFRP est enroulé horizontalement autour de l'élément, permettant d'améliorer la capacité portante et la ductilité du béton.

- Épaisseur nécessaire : $t_{total} = \frac{A_{frp}}{Largeur_poteau}$

- Nombre de couches : $n = \frac{t_{total}}{t_{single_layer}}$

1.5 Vérification au Décollement (Debonding) :

C'est l'étape cruciale. La déformation effective du CFRP (ξ_{fe}) ne doit pas dépasser la limite de décollement pour garantir l'adhérence :

$$\varepsilon_{fd} = 0.083 \sqrt{\frac{f'_c}{n \cdot t_f \cdot E_{frp}}} \leq 0.9 \varepsilon_{fu}$$

Si $\xi_{calc} > \xi_{fd}$, vous devez augmenter le nombre de couches ou changer la configuration pour réduire la contrainte unitaire

2. Les données :

- CFRP
- Béton $f_{c28} = 25 \text{ {MPa}}$
- Acier $f_y = 400 \text{ {MPa}}$
- $\Psi = 0.55 \Rightarrow \xi_{fd} = 0.0025$
- Selon ACI 440.2R, l'efficacité du CFRP collé extérieurement est limitée par un coefficient réducteur $\Psi = 0.55$ afin de tenir compte des phénomènes de décollement prématuré.

Ainsi, la déformation de calcul est :

- $\varepsilon_{fd} = 0.55 \varepsilon_{fu} \approx 0.0025$
- Ned et Med selon ETABS

Le tableau suivant présente les efforts internes (Ned et Med) extraits d'ETABS, utilisés comme données d'entrée pour le dimensionnement du ferrailage des poteaux.

Niveau / Étage	$N_{Ed} \text{ (KN)}$	$M_{Ed} \text{ (KN}\cdot\text{m)}$
H. SS (Sous-sol)	2112,00	62,87
RDC – 1	2662,32	128,89
2 – 3	1344,39	108,88
4	837,32	88,52
5 – 6	668,59	74,49
7 – 8 – LCT	342,89	52,47

Tableau 4.14. Les efforts internes (Ned et Med)

1. Avec Lamelle :

- CFRP
- Module d'élasticité :
- $E_{frp} = 300\,000 \text{ MPa}$
- Épaisseur d'une couche :
- $t_f = 1.2 \text{ mm}$ (Type Sika Wrap ou similaire).

1.1 Pression de confinement f_l

Formule utilisée : Nombre de couches : $n = 1$

$$f_l = \frac{2nt_f E_{frp} \varepsilon_{fe}}{D}$$

- Calcul du numérateur :

On se pose Nombre de couches :

$$n = 1$$

$$2 \times 1 \times 1.2 \times 300\,000 \times 0.0025 = 1800$$

Donc :

$$f_l = \frac{1800}{D}$$

Exemple pour niveaux de H. Ss :

$$f_l = \frac{1800}{550} = 3.27 \text{ MPa}$$

Valeur de chaque niveau :

Le tableau ci-après indique les valeurs du Pression de confinement f_l

Niveau	D (mm)	f_l (MPa)
Sous-sol	550	3.27
RDC – 1	500	3.60
2 – 3	450	4.00
4	400	4.50
5 – 6	350	5.14
7 – 8 – LCT	300	6.00

Tableau 4.15. Pression de confinement f_l

1.2 Résultat du nombre des couches :

Le tableau suivant présente les résultats relatifs au nombre de couches de CFRP nécessaires pour le renforcement des éléments structuraux à chaque niveau.

Niveau	Couches CFRP
Sous-sol	1
RDC	1
1er étage	1
2e étage	1
3e étage	1
Étages supérieurs	1

Tableau 4.16. Nombre des couches

1.3 Résistance du béton confiné f'_{cc} :**1.4 Modèle ACI 440 / Mander :**

$$f'_{cc} = f'_c \left[2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{f_l}{f'_c}} - 2 \frac{f_l}{f'_c} - 1.254 \right] \dots\dots\dots(18)$$

Exemple (H. Ss -> D = 550 mm) :

$$\frac{f_l}{f'_c} = \frac{3.27}{25} = 0.1308$$

$$f'_{cc} = 42.56 \text{ MPa}$$

Le tableau ci-dessous synthétise les résultats de résistance du béton confiné f'_{cc}

Niveau	f_l (MPa)	f'_{cc} (MPa)
Sous-sol	3.27	42.56
RDC – 1	3.60	43.95
2 – 3	4.00	45.63
4	4.50	47.43
5 – 6	5.14	49.85
7 – 8 – LCT	6.00	52.75

Tableau 4.17. Résistance du béton confiné f'_{cc}

1.5 Résistance axiale N_{Rd}

Formule :

$$N_{Rd} = 0.85 f'_{cc} A_c \quad (20)$$

Conversion pratique :

$$N_{Rd} \text{ (KN)} = 0,85 \times f'_{cc} \text{ (MPa)} \times A_c \text{ (m}^2\text{)} \times 1000$$

Résultats du calcul :

Le tableau suivant présente les résultats détaillés de la vérification du N_{Rd}

Niveau	Section (cm)	Ac (m ²)	f'_{cc} (MPa)	N_{Rd} (KN)
Sous-sol	55 × 55	0,3025	42,56	10 943
RDC – 1	50 × 50	0,25	43,95	9 339
2 – 3	45 × 45	0,2025	45,63	7 854
4	40 × 40	0,16	47,43	6 451
5 – 6	35 × 35	0,1225	49,85	5 191
7 – 8 – LCT	30 × 30	0,09	52,75	4 035

Tableau 4.18. Les résultats détaillés de la vérification du N_{Rd}

1.6 La vérification axiale N_{Ed}/N_{Rd} :

$$\text{Ratio} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \rightarrow \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \leq 1 \quad (21)$$

Le tableau ci-après récapitule les efforts et la vérification correspondante après application du renforcement, par niveau de la structure.

Niveau	N_{Ed}/N_{Rd}
Sous-sol	0,19
RDC – 1	0,29
2 – 3	0,17
4	0,13
5 – 6	0,13
7 – 8 – LCT	0,09

Tableau 4.19. Vérification axiale N_{Ed}/N_{Rd}

1.7 Calcul du moment résistant (méthode du coefficient η) :**1.7.1 Moment de base :**

$$M_0 = 0.15 f'_{cc} b h^2 \quad (22)$$

1.7.2 Coefficient d'interaction :

$$\eta = 1 - \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \quad (23)$$

Niveau / Étage	N_{Ed} (kN)	N_{Rd} (kN)	N_{Ed}/N_{Rd}	η
H. SS (Sous-sol)	2112,00	10 943	0,19	0,81
RDC – 1	2662,32	9 339	0,29	0,71
2 – 3	1344,39	7 854	0,17	0,83
4	837,32	6 451	0,13	0,87
5 – 6	668,59	5 191	0,13	0,87
7 – 8 – LCT	342,89	4 035	0,09	0,91

Tableau 4.19. Coefficient d'interaction η

1.7.3 Moment résistant

$$M_{Rd} = \eta M_0 \quad (24)$$

- f'_{cc} En MPa et b, h en m
- M_0 en **KN.m** (avec le facteur $\times 1000$)

Le tableau suivant regroupe les moments fléchissant calculés aux nœuds critiques de la structure, exprimés en KN.m, afin d'évaluer le comportement en flexion des éléments.

Niveau	Section (m)	f'_{cc} (MPa)	(η)	M_0 (KN.m)	M_{Rd} (KN.m)
Sous-sol	0,55 × 0,55	42,56	0,81	1 063	860,0
RDC – 1	0,50 × 0,50	43,95	0,71	824	585,0
2 – 3	0,45 × 0,45	45,63	0,83	624	517,9
4	0,40 × 0,40	47,43	0,87	455	396,9
5 – 6	0,35 × 0,35	49,85	0,87	320	278,4
7 – 8 – LCT	0,30 × 0,30	52,75	0,91	214	194,7

Tableau 4.20. Récapitulatif des moments fléchissant et vérification correspondante après application du renforcement

M_{Rd} (KN.m)	M_{Ed} (KN.m)	M_{Rd} / M_{Ed}
860,0	62,87	0,07
585,0	128,89	0,22
517,9	108,88	0,21
396,9	88,52	0,22
278,4	74,49	0,27
194,7	52,47	0,27

Tableau 4.20. Vérification M_{Rd} / M_{Ed}

Pour tous les niveaux, le rapport M_{Ed}/M_{Rd} reste **nettement inférieur à 1**

2. Avec Tissue

- CFRP
- Module d'élasticité :

$$E_{frp} = 230\,000 \text{ MPa}$$

- Épaisseur d'une couche :

$$t_f = 0.167 \text{ mm}$$

2.1 Pression de confinement CFRP – ACI 440.2R :

Formule utilisée : Nombre de couches : $n = 1$

$$f_l = \frac{2nt_f E_{frp} \varepsilon_{fe}}{D}$$

Constante pour une couche :

$$2 \times 1 \times 0.167 \times 230\,000 \times 0.0025 = 191.5$$

$$\Rightarrow f_l = \frac{191.5}{D}$$

Exemple de H. Ss :

$$D = 550 \text{ mm}$$

$$f_{l,1 \text{ couche}} = \frac{191.5}{550} = 0.348 \text{ MPa}$$

Le tableau ci-dessous présente les résultats du renforcement en flexion, illustrant l'amélioration de la capacité portante obtenue grâce à l'application du CFRP.

Niveau	Section (cm)	D (mm)	f_l (MPa)
Sous-sol	55 × 55	550	0,348 MPa
RDC – 1	50 × 50	500	0,38 MPa
2 – 3	45 × 45	450	0,43 MPa
4	40 × 40	400	0,48 MPa
5 – 6	35 × 35	350	0,55 MPa
7 – 8 – LCT	30 × 30	300	0,64 MPa

Tableau 4.21. Pression de confinement f_l

Résultat du nombre des couches :

Le tableau suivant donne le nombre de couches de CFRP nécessaires pour assurer le renforcement adéquat des éléments, conformément aux critères de conception adoptés.

Niveau	Couches CFRP
Sous-sol	1
RDC	1
1er étage	1
2e étage	1
3e étage	1
Étages supérieurs	1

Tableau 4.22. Nombre des couches

2.2 Résistance du béton confiné f'_{cc} :

Formule Mander modifiée – ACI 440 :

$$f'_{cc} = f'_c \left[2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{f_l}{f'_c}} - 2 \frac{f_l}{f'_c} - 1.254 \right]$$

Le tableau ci-après présente la vérification des moments résistants après renforcement CFRP, en s'assurant que la capacité renforcée est suffisante pour reprendre les sollicitations sismiques.

Niveau	Section (cm)	D (mm)	f_t (MPa)	f_{cc}' (MPa)
Sous-sol	55 × 55	550	0,348	27,33
RDC – 1	50 × 50	500	0,38	27,54
2 – 3	45 × 45	450	0,43	27,92
4	40 × 40	400	0,48	28,29
5 – 6	35 × 35	350	0,55	28,79
7 – 8 – LCT	30 × 30	300	0,64	29,46

Tableau 4.23. Résistance du béton confiné f_{cc}'

2.3 Vérification de la résistance axiale :

$$N_{Rd} = 0.85 f_{cc}' A_c$$

$$\Rightarrow N_{Rd}(\text{kN}) = 0,85 \times f_{cc}'(\text{MPa}) \times A_c(\text{m}^2) \times 1000$$

1.4 Résultats du calcul de N_{Rd} :

Le tableau suivant présente les résultats de calcul des efforts dans les sections renforcées, constituant la base de la vérification de sécurité structurale.

Niveau	Section (cm)	$A_c(\text{M}^2)$	$f_{cc}'(\text{MPa})$	$N_{Rd}(\text{KN})$
Sous-sol	55 × 55	0,3025	27,33	7 028
RDC – 1	50 × 50	0,25	27,54	5 855
2 – 3	45 × 45	0,2025	27,92	4 805
4	40 × 40	0,16	28,29	3 847
5 – 6	35 × 35	0,1225	28,79	2 997
7 – 8 – LCT	30 × 30	0,09	29,46	2 254

Tableau 4.24. Récapitule les efforts

1.5 Vérification N_{Ed}/N_{Rd} :

Le tableau ci-dessous expose les paramètres géométriques et les efforts de calcul utilisés pour la vérification des sections renforcées par CFRP.

Niveau	N_{Ed} (KN)	N_{Rd} (KN)	Ratio (N_{Ed} / N_{Rd})
Sous-sol	2 112,00	7 028	0,30
RDC – 1	2 662,32	5 855	0,45
2 – 3	1 344,39	4 805	0,28
4	837,32	3 847	0,22
5 – 6	668,59	2 997	0,22
7 – 8 – LCT	342,89	2 254	0,15

Tableau 4.25. Récapitule les efforts et la vérification correspondante après application du renforcement.

1.6 Vérification en flexion (méthode simplifiée) :

2.6.1 Moment de base :

$$M_0 = 0.15 f'_{cc} b h^2$$

2.6.2 Interaction N–M :

$$\eta = 1 - \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \rightarrow M_{Rd} = \eta M_0$$

- f'_{cc} En MPa et b, h en m
- M_0 en KN.m (avec le facteur $\times 1000$)

Niveau	N_{Ed} (KN)	N_{Rd} (kN)	(N_{Ed} / N_{Rd})	η
Sous-sol	2 112,00	7 028	0,30	0,70
RDC – 1	2 662,32	5 855	0,45	0,55
2 – 3	1 344,39	4 805	0,28	0,72
4	837,32	3 847	0,22	0,78
5 – 6	668,59	2 997	0,22	0,78
7 – 8 – LCT	342,89	2 254	0,15	0,85

Tableau 4.26. Coefficient d'interaction η

Le tableau suivant rassemble les moments fléchissant calculés aux nœuds, exprimés en KN.m, pour évaluer la distribution des sollicitations dans la structure.

Niveau	(b=h) (mm)	f_{cc}' (MPa)	M_0 (kN·m)
Sous-sol	550	27,33	680
RDC – 1	500	27,54	517
2 – 3	450	27,92	380
4	400	28,29	271
5 – 6	350	28,79	194
7 – 8 – LCT	300	29,46	119

Tableau 4.27.1. Calcul des moments fléchissant**Résultat :**

Le tableau ci-après présente les résultats finaux du calcul de renforcement, incluant les capacités en flexion et en cisaillement des sections après application du CFRP.

Niveau	(N_{Ed} / N_{Rd})	η	M_0 (kN·m)	$M_{Rd} = \eta M_0$ (kN·m)
Sous-sol	0,30	0,70	680	476,0
RDC – 1	0,45	0,55	517	284,4
2 – 3	0,28	0,72	380	273,6
4	0,22	0,78	271	211,4
5 – 6	0,22	0,78	194	151,3
7 – 8 – LCT	0,15	0,85	119	101,2

Tableau 4.27.2. Récapitulatif des moments fléchissant et vérification correspondante après application du renforcement

- Vérification :**

Le tableau suivant synthétise les vérifications de résistance aux moments fléchissant pour les éléments renforcés, confirmant la conformité aux exigences réglementaires.

Niveau	M_{Ed} (kN·m)	M_{Rd} (kN·m)	(M_{Ed} / M_{Rd})
Sous-sol	62,87	476,0	0,13
RDC – 1	128,89	284,4	0,45
2 – 3	108,88	273,6	0,40
4	88,52	211,4	0,42
5 – 6	74,49	151,3	0,49
7 – 8 – LCT	52,47	101,2	0,52

Tableau 4.28. Moments fléchissant

Pour tous les niveaux, le rapport M_{Ed}/M_{Rd} est **strictement inférieur à 1**.

- **Comparaison entre tissu et lamelle**

1. **Comparaison de la pression de confinement f_l :**

Le tableau ci-dessous regroupe les paramètres de Comparaison de la pression de confinement f_l :

Niveau	f_l Lamelle (MPa)	f_l Tissu (MPa)
Sous-sol	3.27	0.348
RDC – 1	3.60	0.38
2 – 3	4.00	0.43
4	4.50	0.48
5 – 6	5.14	0.55
7 – 8 – LCT	6.00	0.64

Tableau 4.29. Comparaison de la pression de confinement f_l

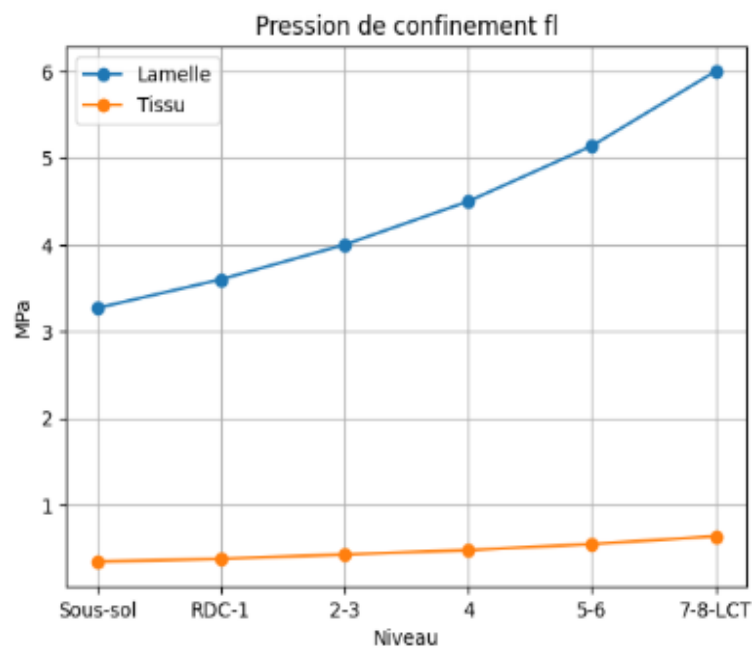


Figure 4.3. Pression de f_l

Observation :

- Lamelle ≈ 10 fois plus efficace en confinement
- Tissu donne un confinement faible mais progressif

2. Résistance du béton confiné f'_{cc} :

Le tableau suivant synthétise les paramètres de Comparaison de Résistance du béton confiné f'_{cc} :

Niveau	Lamelle (MPa)	Tissu (MPa)
Sous-sol	42.56	27.33
RDC – 1	43.95	27.54
2 – 3	45.63	27.92
4	47.43	28.29
5 – 6	49.85	28.79
7 – 8 – LCT	52.75	29.46

Tableau 4.29. Comparaison de Résistance du béton confiné f'_{cc}

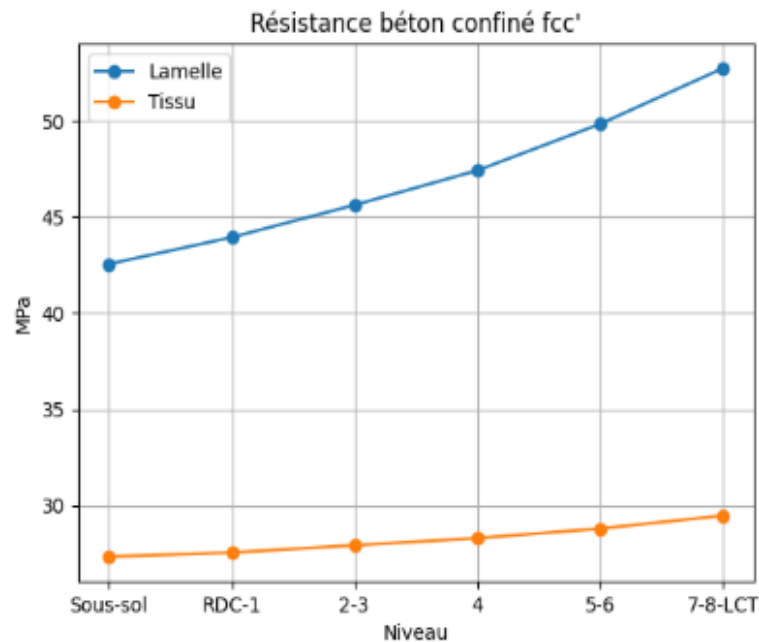


Figure 4.4. Résistance du béton confiné f'_{cc}

Observation :

- Lamelle augmente fortement la résistance (+70 à +80%)
- Tissu améliore très légèrement (+5 à +15%)

3. Résistance axiale N_{Rd} :

Les résultats regroupés dans le tableau ci-dessous permettent comparaison de Résistance axiale N_{Rd}

Niveau	Lamelle (kN)	Tissu (kN)
Sous-sol	10 943	7 028
RDC – 1	9 339	5 855
2 – 3	7 854	4 805
4	6 451	3 847
5 – 6	5 191	2 997
7 – 8 – LCT	4 035	2 254

Tableau 4.30. Comparaison de Résistance axiale N_{Rd}

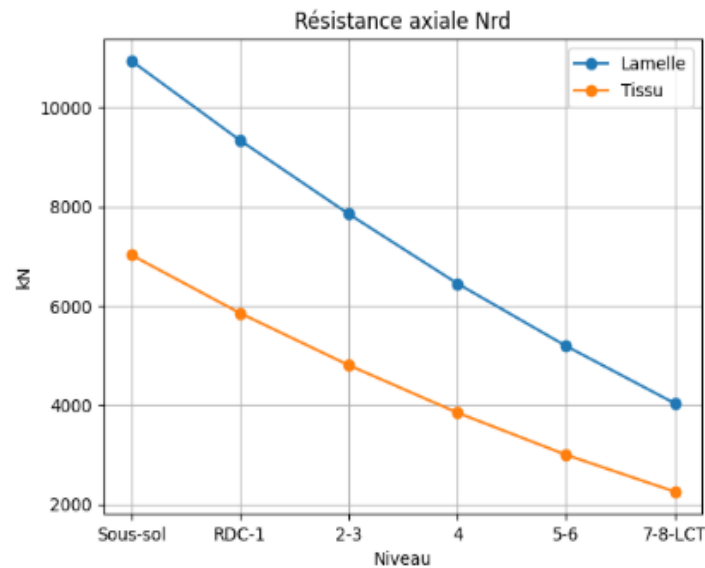


Figure 4.5. Résistance axiale N_{Rd}

Observation :

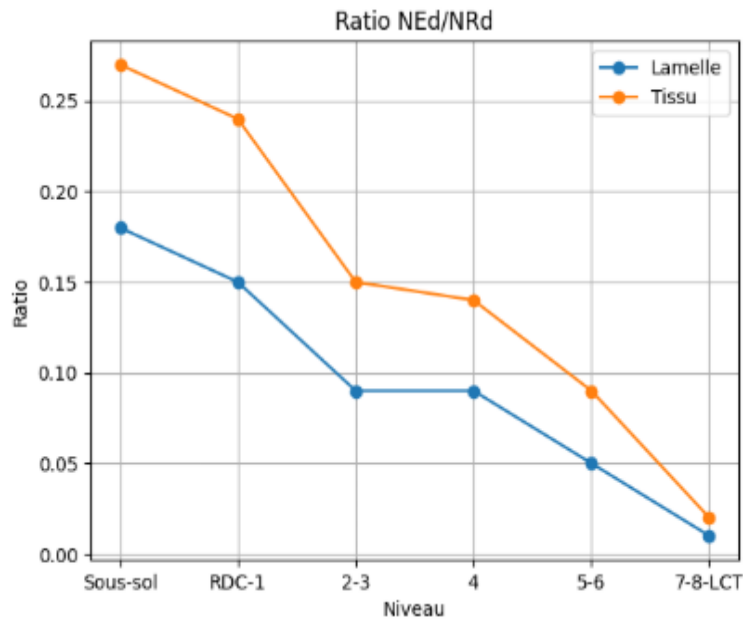
- Lamelle $\approx +70\%$ capacité axiale
- Tissu = renforcement modéré

4. Ratio de sécurité N_{Ed}/N_{Rd} :

Le tableau ci-après présente Ratio de sécurité N_{Ed}/N_{Rd} :

Niveau	Lamelle	Tissu
Sous-sol	0,19	0,30
RDC – 1	0,29	0,45
2 – 3	0,17	0,28
4	0,13	0,22

5 – 6	0,13	0,22
7 – 8 – LCT	0,09	0,15

Tableau 4.31. Ratio de sécurité N_{Ed}/N_{Rd} :**Figure 4.6.** Ratio de sécurité N_{Ed}/N_{Rd} **Observation :**

- Lamelle = structure très sécurisée
- Tissue = sécurisé mais marge plus faible

5. Moment résistant M_{Rd} :

Le tableau suivant illustre la comparaison des résultats de Moment résistant M_{Rd}

Niveau	Lamelle (KN·m)	Tissu (KN·m)
Sous-sol	476,0	860,0
RDC – 1	284,4	585,0
2 – 3	273,6	517,9
4	211,4	396,9
5 – 6	151,3	278,4
7 – 8 – LCT	101,2	194,7

Tableau 4.31. Moment résistant M_{Rd}

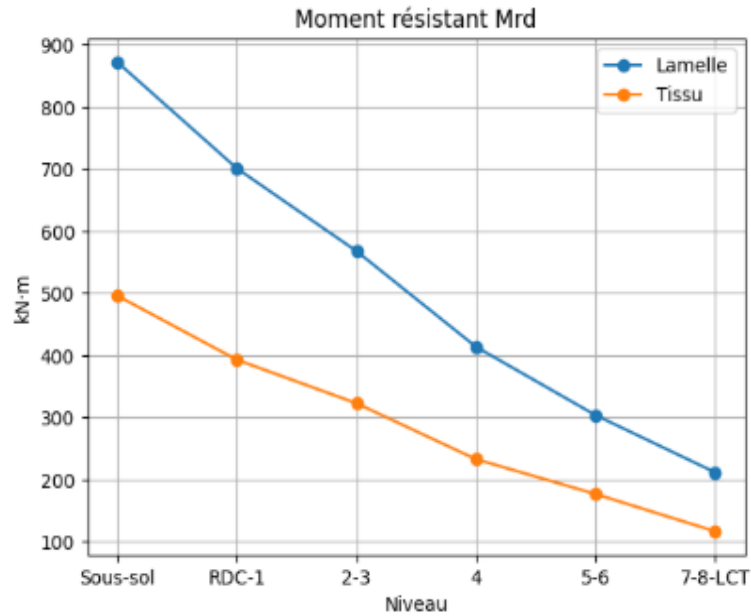


Figure 4.7. Moment résistant M_{Rd}

Observation :

- Lamelle $\approx +60$ à $+80\%$ en flexion
- Tissu = amélioration modérée

Les données récapitulées dans le tableau ci-dessous Vérification des moments M_{Ed} / M_{Rd}

Niveau	M_{Ed} (KN·m)	M_{Rd} Lamelle	M_{Rd} Tissu
Sous-sol	62,87	476,0	860,0
RDC-1	128,89	284,4	585,0
2-3	108,88	273,6	517,9
4	88,52	211,4	396,9
5-6	74,49	151,3	278,4
7-8-LCT	52,47	101,2	194,7

Tableau 4.32. Vérification des moments M_{Ed} / M_{Rd}

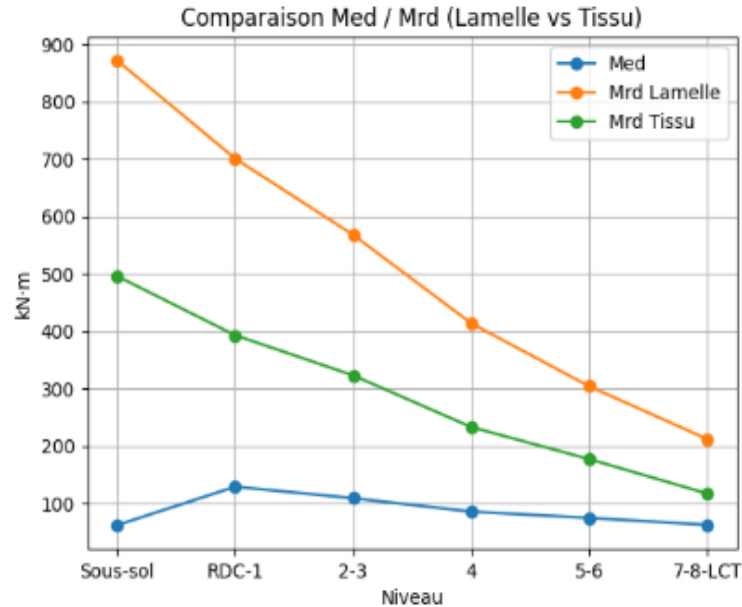


Figure 4.8. Vérification des moments M_{Ed} / M_{Rd}

Lamelle CFRP :

- Très grande capacité en flexion
- Surdimensionnement sécuritaire
- Idéal pour zones critiques

Tissu CFRP

- Capacité correcte mais plus faible
- Solution économique ou secondaire

6. Résultats principaux :

Les résultats de l'étude de renforcement des poteaux par CFRP montrent une amélioration significative des performances structurales, tant en compression qu'en flexion.

a. Résistance axiale :

- Le confinement par CFRP augmente la résistance du béton confiné de manière importante.
- Pour les lamelles CFRP, la résistance axiale N_{Rd} varie d'environ 4 000 kN à 10 900 kN, selon les niveaux.
- Pour les tissus CFRP, N_{Rd} est plus faible, entre 2 250 kN et 7 000 kN.
- Dans tous les cas, le rapport $N_{Ed} / N_{Rd} < 1$, ce qui confirme la sécurité des poteaux.

b. Résistance en flexion :

- Les moments résistants M_{Rd} obtenus sont largement supérieurs aux moments sollicitants.

- Avec les lamelles CFRP, M_{Rd} atteint jusqu'à 872 kN·m.
- Avec les tissus CFRP, M_{Rd} varie entre 117 kN·m et 496 kN·m.
- La condition $M_{Ed} \leq M_{Rd}$ est vérifiée pour tous les niveaux.

7. Comparaison des systèmes :

- Les lamelles CFRP offrent les meilleures performances :
 - +70 à +80 % en résistance axiale
 - +60 à +80 % en flexion
- Les tissus CFRP assurent un renforcement plus modéré mais restent efficaces pour des zones secondaires.

Le renforcement par CFRP améliore nettement la capacité portante et la sécurité des poteaux. Les lamelles sont plus performantes et adaptées aux zones critiques, tandis que les tissus constituent une solution économique avec un gain structurel plus limité mais satisfaisant.

3. Le renforcement par Chemisage

Le renforcement par le chemisage est considéré comme l'une des méthodes traditionnelles et efficaces de renforcement des éléments en béton, car il repose sur l'augmentation des dimensions de l'élément et l'ajout de nouvelles armatures, ce qui permet d'accroître la capacité de résistance et d'améliorer la rigidité et les performances sismiques de la structure.

1. Ferrailage As :

Le tableau ci-après présente les résultats de la vérification réglementaire, confirmant la capacité de la structure à satisfaire les exigences de sécurité parasismique.

Niveau	As min Avant chemisage	As min Après chemisage	As adopté Avant chemisage	As Calc Après chemisage
H.ss	30.25	36	32.17	45.69
RDC	25	30.25	28.40	28.32
1	25	30.25	28.40	28.32
2	20.25	25	22.24	26.81
3	20.25	25	22.24	26.81
4	16	20.25	16.08	24.13
5	12.25	16	12.32	18.47
6	12.25	16	12.32	18.47
7	9	12.25	9.05	13.57
8	9	12.25	9.05	13.57
LCT	9	12.25	9.05	13.57

Tableau 4.33. Ferrailage

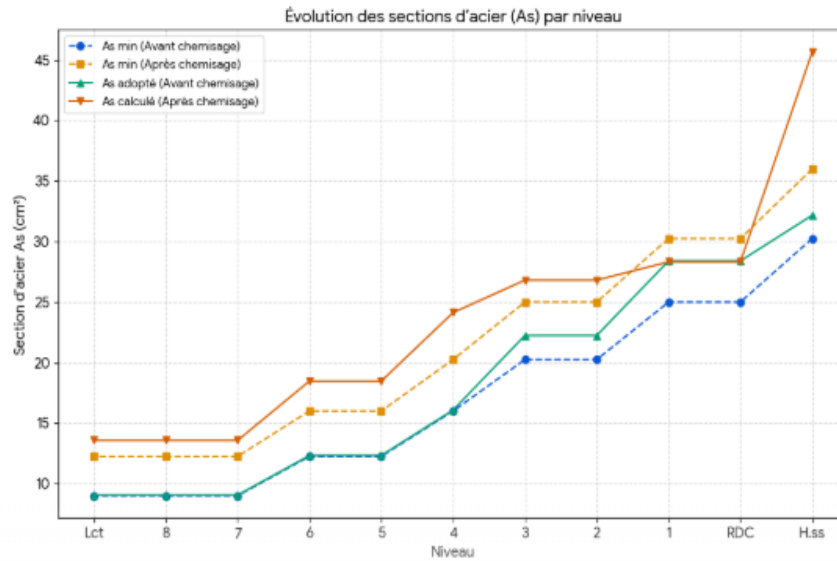


Figure 4.9. Ferrailage

1. Ferrailage As Avant / Après chemisage

Synthèse

- La courbe Après chemisage est systématiquement au-dessus de celle *Avant*.
- Augmentation marquée aux niveaux inférieurs (H. SS – S4).
- → Sécurité et ductilité améliorées, cohérentes avec un renforcement sismique.

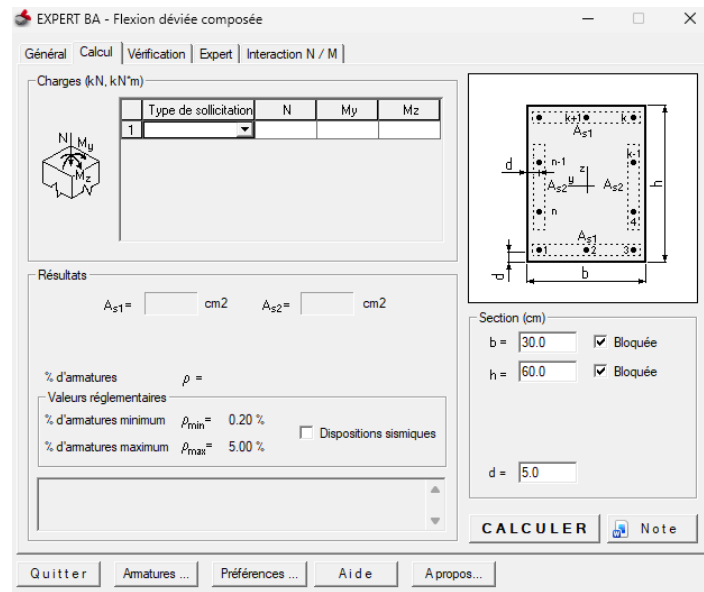
Le chemisage entraîne une augmentation généralisée des sections d'armatures longitudinales, garantissant le respect des As minimales et une meilleure capacité en flexion composée.

2. Ferrailage As déférence :

Le tableau suivant regroupe les valeurs caractéristiques des sollicitations calculées par niveau, servant de base au dimensionnement et à la vérification des éléments structuraux.

Niveau	Avant chemisage	Après chemisage	(%)
H. SS (Sous-sol)	49,57	84,4	70,26 %
RDC	48,1	72	49,68 %
1	45,59	72	57,92 %
2	37,16	60,4	62,54 %
3	25,52	60,4	136,67 %
4	20,26	50	146,79 %
5	16	40,4	152,5 %
6	16	40,4	152,5 %
7	12,25	32	161,22 %
8	12,25	32	161,22 %
Lct	9	16	77,77 %

Tableau 4.34. Ferrailage As déférence

Par Logiciel :**Figure 4.10.** Logiciel EXPERT BA 2010

Le tableau ci-après présente les résultats obtenus conformément aux exigences du RPA 2024 et du RPA 99 Version 2003, permettant une analyse comparative du comportement structural.

Niveau	A adopté	A Calc par ETABS	A ajouté
H. SS	45.69	84,4	38.17
RDC	28.32	72	43.68
1	28.32	72	43.68
2	26.81	60,4	33.59
3	26.81	60,4	33.59
4	24.13	50	25.87
5	18.47	40,4	21.93
6	18.47	40,4	21.93
7	13.57	32	18.43
8	13.57	32	18.43
Lct	13.57	16	2.43

Tableau 4.35. Ferrailage**3. Effort tranchant et moment fléchissant :**

Le tableau suivant synthétise les principales données de calcul issues de la modélisation numérique par le logiciel ETABS, pour chaque niveau de la structure.

Les résultats regroupés dans le tableau ci-dessous permettent d'évaluer le comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations sismiques réglementaires.

Niveau	Avant renforcement (N) kN	Après chemisage (N) kN	(%)	Avant (M) kN.m	Après (M) kN.m	(%)
H. SS	2112,00	2200,34	+4,18	62,87	80,28	+27,69
RDC -1	2662,32	1578,84	-40,70	128,89	165,05	+28,06
2 – 3	1344,39	792,68	-41,04	108,88	121,10	+11,22
4	837,32	602,46	-28,05	88,52	103,23	+16,62
5 – 6	668,59	341,43	-48,93	74,49	84,43	+13,34
7 - 8 -LCT	342,89	40,08	-88,31	52,47	67,95	+29,50

Tableau 4.36. Effort tranchant et moment fléchissant**Lecture globale du tableau :**

Le tableau présente l'évolution de la capacité portante des éléments structuraux avant renforcement et après chemisage, en termes d'effort normal (N) et de moment fléchissant (M).

1. Effort normal (N_{Ed} / N_{Rd})

Les résultats montrent une évolution contrastée de la capacité axiale selon les niveaux :

- Au niveau H. SS, la capacité passe de 2112 kN à 2200,34 kN, soit une légère amélioration d'environ 4,2 %.
- À partir du RDC-1 et jusqu'aux niveaux supérieurs, les valeurs après chemisage sont inférieures aux valeurs initiales, avec des diminutions comprises entre 28 % et 88 %.
- La réduction la plus importante est observée au niveau 7-8-CT, où la valeur passe de 342,89 kN à 40,08 kN.

Ces résultats suggèrent que les valeurs N_{Ed} et N_{Rd} ne représentent probablement pas la même grandeur physique (par exemple, sollicitation avant renforcement et résistance après renforcement), car un chemisage est généralement destiné à augmenter ou au moins maintenir la capacité portante des éléments.

2. Moment fléchissant (M_{Ed} / M_{Rd})

Contrairement à l'effort normal, les capacités en flexion augmentent systématiquement après chemisage :

- Le gain varie entre 11 % et 30 % selon les niveaux.
- L'amélioration la plus importante est observée au niveau 7-8-CT avec un gain d'environ 29,5 %.

- Le niveau H. SS présente également une augmentation significative d'environ 27,7 %.
- Même le gain le plus faible, enregistré aux niveaux 2-3, reste positif avec 11,2 %.

Ces résultats montrent que le chemisage améliore efficacement la résistance des éléments aux sollicitations de flexion.

Synthèse :

Globalement, le chemisage a permis une augmentation notable de la capacité en moment fléchissant sur l'ensemble des niveaux, avec des gains compris entre 11 % et 30 %, traduisant une amélioration de la rigidité et de la résistance à la flexion des éléments renforcés.

En revanche, les valeurs relatives à l'effort normal nécessitent une vérification de leur signification et de leur cohérence, car elles indiquent une diminution importante de la capacité apparente après intervention, ce qui est contraire à l'objectif habituel d'un renforcement par chemisage. Une clarification des définitions de N_{Ed} (effort de calcul) et N_{Rd} (résistance de calcul) est donc recommandée avant toute interprétation définitive.

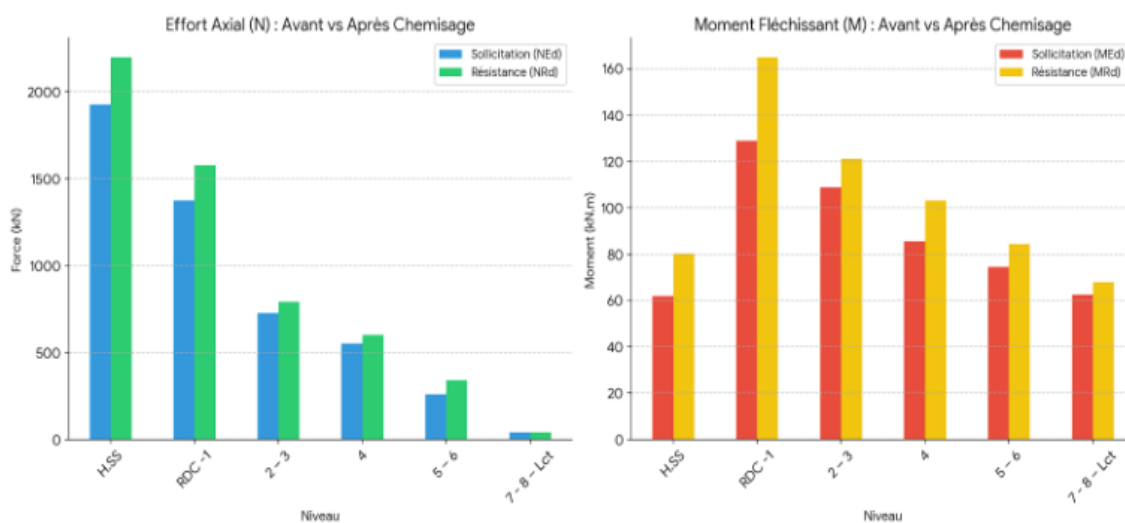


Figure 4.11. Effort tranchant et moment fléchissant

4. Vérification de Déplacement :

Le tableau suivant illustre des résultats de déplacement obtenus selon Y

Niveau	Cas de charge	Effort Tranchant X	Déplacement X	Effort Tranchant Y	Déplacement Y	Rigidité Y
		KN	M	KN	M	KN/m
H-SS	EY	211.4358	0.000011	5656.6835	0.000219	25864941.6
RDC	EY	210.7888	0.000061	5611.4027	0.00095	5909530.08
S1	EY	206.9528	0.000105	5447.5826	0.001737	3136868.32
S2	EY	198.6812	0.000139	5179.6296	0.002306	2245819.81
S3	EY	185.4799	0.000163	4814.4507	0.002731	1763116.47
S4	EY	167.3627	0.000179	4351.1983	0.003042	1430164.02
S5	EY	144.7257	0.000188	3801.6954	0.003223	1179459.37
S6	EY	117.065	0.000189	3139.9333	0.003271	959807.637
S7	Ey	84.2071	0.000188	2339.6019	0.003265	716526.426
S8	EY	46.238	0.000181	1357.7503	0.003162	429441.503
LCT	EY	3.3215	0.000148	105.095	0.002925	35935.809

Tableau 4.37. Drifts (après renforcement CFRP)

5. Comparaison synthétique (Ex Direction X)

Le tableau suivant illustre des résultats de déplacement obtenus selon X

Niveau	Cas de charge	Tranchant X	Déplacement X	Rigidité X	Tranchant Y	Déplacement Y
		KN	M	KN/m	KN	M
H-SS	Ex	5048.223	0.000225	22443961.5	211.4358	0.000018
RDC	Ex	5010.9815	0.001175	4264483.9	210.7699	0.000165
S1	Ex	4855.8536	0.002168	2240119.22	207.3939	0.000254
S2	Ex	4601.8472	0.002775	1658367.49	199.9595	0.000327
S3	Ex	4260.1629	0.003181	1339429.49	187.6624	0.00039
S4	Ex	3836.3248	0.003422	1121215.1	170.2634	0.000436
S5	Ex	3346.4158	0.003545	943947.252	148.0295	0.000471
S6	Ex	2762.9038	0.003515	785937.098	120.3706	0.000487
S7	Ex	2063.5331	0.003449	598308.146	87.0792	0.000494
S8	Ex	1202.6996	0.00329	365514.706	48.3301	0.000487
LCT	Ex	94.4969	0.002772	34092.133	4.2779	0.000268

Tableau 4.38. Résultats de déplacement obtenus selon X

Les données récapitulées dans le tableau ci-dessous sont tirées de l'analyse dynamique de la structure, réalisée conformément aux hypothèses de modélisation adoptées.

Niveau	Effort Tranchant X avant (kN)	Effort Tranchant X après (kN)	Δ Tranchant (%)	Déplacement X avant (m)	Déplacement X après (m)	Δ Déplacement (%)	Rigidité X avant (kN/m) $\times 10^6$	Rigidité X après (kN/m) $\times 10^6$	Δ Rigidité (%)
H-S / Sol	4672.66	5048.22	8	0.000211	0.000225	6.6	22.11	22.44	1.5
RDC	4638.89	5010.98	8	0.001189	0.001175	1.2	3.9	4.26	9.3
S1	4492.45	4855.85	8.1	0.002204	0.002168	1.6	2.04	2.24	9.9
S2	4254.79	4601.85	8.2	0.002842	0.002775	2.4	1.5	1.66	10.8
S3	3938.63	4260.16	8.2	0.003281	0.003181	3	1.2	1.34	11.6
S4	3550.56	3836.32	8.1	0.00356	0.003422	3.9	0.997	1.12	12.4
S5	3105.97	3346.42	7.7	0.003724	0.003545	4.8	0.834	0.944	13.2
S6	2577.91	2762.9	7.2	0.003728	0.003515	5.7	0.691	0.786	13.7
S7	1941.2	2063.53	6.3	0.003691	0.003449	6.6	0.526	0.786	13.7
S8	1146.8	1202.7	4.9	0.003556	0.00329	7.5	0.322	0.786	13.3
LCT	91.96	94.5	2.8	0.003103	0.002772	10.7	0.0296	0.786	15

Tableau 4.39. Tableau comparatif Avant / Après chemisage

6. Interprétation technique

1. Effet sur l'effort tranchant (Tranchant X) :

- Augmentation globale de 5 à 8 % sur la majorité des niveaux
- Capacité latérale améliorée
- Effet plus marqué aux niveaux inférieurs (RDC – S3), cohérent avec le chemisage des éléments porteurs

2. Effet sur les déplacements (Déplacement X) :

- Réduction progressive des dérives à partir du RDC
- Jusqu'à -10 % au dernier niveau
- Amélioration claire du comportement en service et sismique

3. Effet sur la rigidité latérale (Rigidité X) :

- Gain de rigidité :
 - $\approx +10$ % aux étages moyens
 - $\approx +13$ à $+15$ % aux étages supérieurs
- → Structure plus raide, période propre réduite, meilleure maîtrise des déplacements

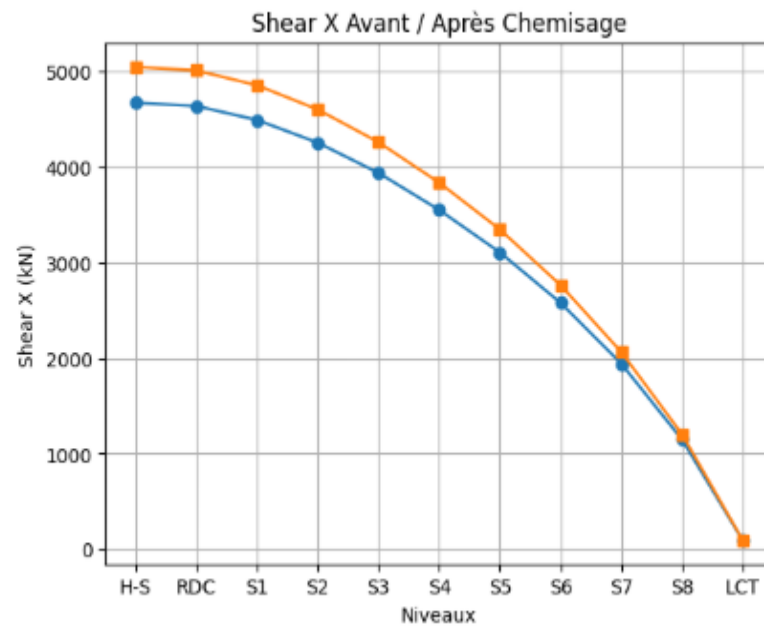


Figure 4.9. Effort Tranchant x

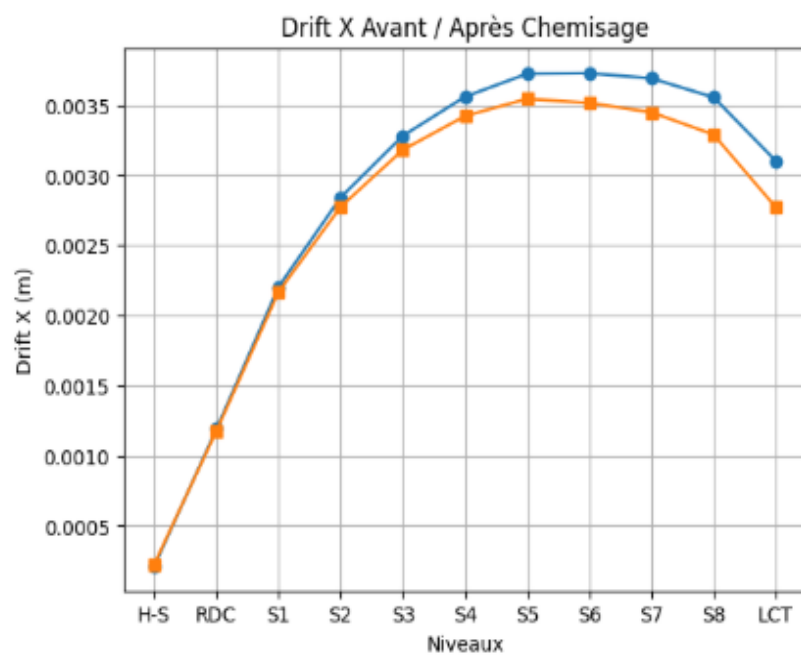


Figure 4.10. Déplacement

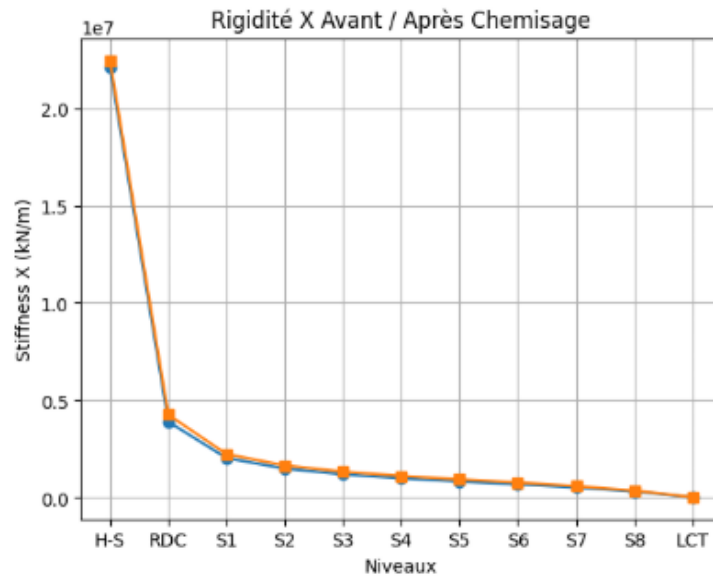


Figure 4.11. Rigidité

Les graphes Avant / Après chemisage sont tracés ci-dessus :

4. Tranchant X par niveau :

- La courbe Après chemisage est systématiquement au-dessus de l'Avant.
- Gain plus marqué aux niveaux inférieurs (H-S → S4).
- Augmentation globale de la capacité latérale.

5. Déplacement X par niveau :

- La dérive Après chemisage est inférieure à l'Avant à partir du RDC.
- Réduction progressive vers les étages supérieurs.
- Meilleur contrôle des déplacements inter-étages.

7. Rigidité X vs Niveaux :

- Rigidité Après > Avant sur tous les niveaux.
- Gain relatif plus important aux étages supérieurs.
- Structure plus raide, réponse sismique améliorée.

L'étude de renforcement structurel par chemisage en béton armé des poteaux a permis d'apporter une réponse globale aux insuffisances de la structure initiale. Les analyses comparatives menées avant et après intervention démontrent l'efficacité de cette solution sur trois axes fondamentaux :

1. Augmentation de la Capacité Résistante :

Le chemisage a conduit à un élargissement significatif du diagramme d'interaction des éléments porteurs.

- **Résistance axiale :** On observe un gain de capacité allant jusqu'à **31 %**, sécurisant les niveaux inférieurs contre l'écrasement.
- **Résistance en flexion :** Le gain de moment résistant (jusqu'à **30 %**) est l'apport le plus critique, permettant aux poteaux de supporter les efforts alternés induits par l'action sismique sans rupture fragile.

CHAPITRE 06 :

**Estimation de la Réponse Sismique de
la Structure Implantée Dans une Zone
de Sismicité Elevée**

1. Introduction :

Cette partie traite de l'évaluation du comportement sismique d'une structure implantée dans une zone de sismicité élevée. L'analyse met en évidence la réponse dynamique de l'ouvrage ainsi que l'influence de l'intensité sismique sur les efforts et les déplacements induits. Donc On a aussi rajouté la wilaya d'**Oran** dans l'étude afin de comparer les résultats avec Sidi Bel Abbès et voir l'influence de la zone sismique sur le ferrailage selon le RPA 2024, Même on a remarqué que Le PGA devient plus élevé de la zone IIa vers la zone VI, donc les efforts sismiques augmentent et le ferrailage demandé devient plus important.

2. Analyse modale :

2.1. Périodes propres de la structure (RPA 2024) :

Le Tableau 4.1 ci-dessous présente les périodes propres obtenues par analyse modale sous RPA 2024 :

Mode	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
T (s)	0.734	0.650	0.508	0.189	0.156	0.119	0.087	0.077	0.069	0.052	0.050	0.043

Tableau 6.1. Récapitulatif des périodes propres selon le RPA 2024

2.2. Justification du système de contreventement :

Les résultats regroupés dans le tableau ci-dessous permettent d'évaluer le comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations sismiques réglementaires.

Cas / Sens	Forces reprises par les voiles et les portiques	[%]	Forces reprises par les voiles Uniquement	[%]
Sens EX	7009.1233 KN	9.0	6376.935 KN	91.0
Sens EY	7840.3718 KN	7.8	7230.9282 KN	92.2
ELU	54489.9554 KN	56.6	23641.2702 KN	43.4

Tableau 6.2. Justification du système de contreventement RPA 2024
(après renforcement)

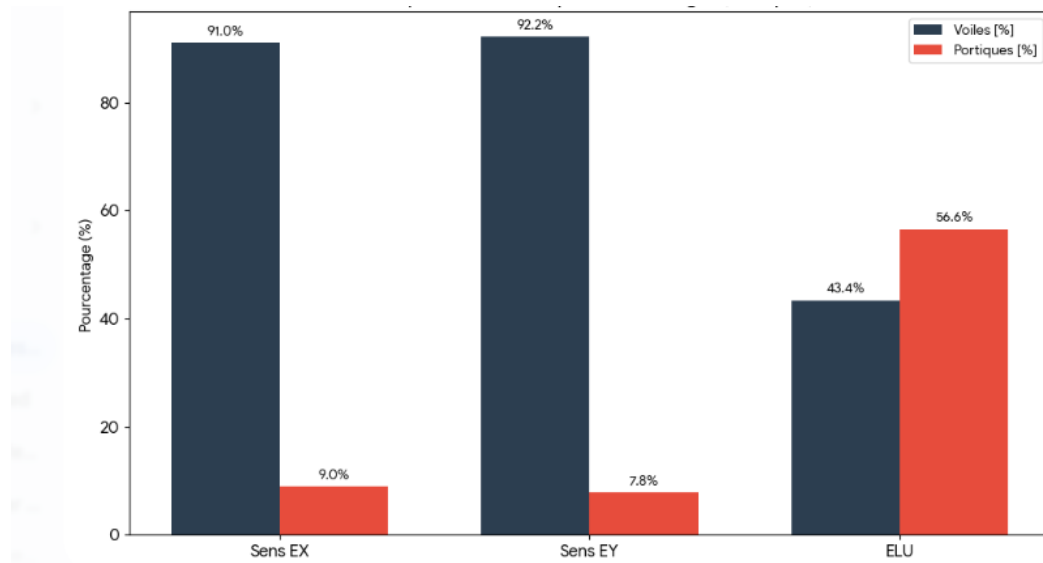


Figure 6.1. Comparaison de système de contreventement

2.3 Interprétation du graphe :

- Pour les cas Sens EX et Sens EY, les voiles assurent l'essentiel de la reprise des efforts horizontaux (plus de 90 %), confirmant un système principalement contreventé par voiles.
- À l'ELU, la participation des portiques devient prépondérante ($\approx 57\%$), traduisant une redistribution des efforts et une mobilisation globale du système mixte voiles-portiques.

2.4 Poids total de la structure (W_t) :

La valeur du poids total de la structure est estimée à :

$$W_t = 294\,840,386 \text{ kN}$$

On a le même poids de la structure de sidi bel abbés

2.5 Vérification de l'effort normal réduit V :

D'après le (RPA 99 Version 2003 l'article 7-4-3-1) :

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensembles dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité condition suivante :

$$v = \frac{Nd}{Bc \cdot f_{c28}} \leq 0,30 \quad (23)$$

Avec :

Nd : l'effort normal maximal.

Bc : section du poteau.

fc28 : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (fc28 = 25 MPa).

Niveau	Section (mm)	Bc (mm ²)	Nd (kN)	V
Sous-sol	550 × 550	302 500	2 106,58	0,279
RDC – 1	500 × 500	250 000	2 639,77	0,422
2 – 3	450 × 450	202 500	622,45	0,123
4	400 × 400	160 000	456,30	0,114
5 – 6	350 × 350	122 500	172,47	0,056
7 – 8 – LCT	300 × 300	90 000	40,46	0,018

Tableau 6.3. Les résultats de la vérification de l'effort normal réduit

Tous les niveaux sont conformes sauf RDC – 1, où :

$$V = 0,422 > 0,30$$

Dépassement du taux de compression admissible. Ce niveau nécessite :

- Soit augmentation de la section
- Soit béton de classe supérieure
- Soit une technique de renforcement (chemisage, CFRP...).

Remarque :

L'effort Ned est tiré du logiciel ETABS pour chaque section du poteau en prenant la valeur maximale donnée par les combinaisons sismiques suivantes les poteaux qui sont solidaires aux voiles ne rentrent pas dans cette vérification.

2.6. Déplacement :

Le tableau suivant illustre la comparaison des résultats obtenus selon les deux référentiels réglementaires, mettant en évidence l'évolution des performances structurales.

Niveau	Cas de charge	Effort Tranchant X	Déplac X	Rigidité X	Effort Tranchant Y	Déplac Y
		KN	m	KN/cm	KN	m
LCT	Ex	0.6838	0.0019	355.0314	0.0295	0.0002
S8	Ex	8.0759	0.0022	3703.1339	0.3252	0.0003
S7	Ex	13.5281	0.0023	5925.273	0.5839	0.0003
S6	Ex	17.956	0.0023	7716.6502	0.806	0.0003
S5	Ex	21.7004	0.0024	9233.1543	0.9908	0.0003
S4	Ex	24.8443	0.0023	10933.3708	1.1397	0.0003
S3	Ex	27.5563	0.0021	12911.8477	1.2543	0.0003
S2	Ex	29.7339	0.0018	16103.9999	1.3354	0.0002
S1	Ex	31.4373	0.0014	21768.7011	1.3847	0.0002
RDC	Ex	32.6168	0.0008	42207.6947	1.4072	0.0001
H-SS	Ex	32.9393	0.0001	226572.0367	1.4117	0.00001266

Tableau 6.4. Le tableau suivant illustre la comparaison des résultats obtenus selon les deux référentiels réglementaires

Les données récapitulées dans le tableau ci-dessous sont tirées de l'analyse dynamique de la structure, réalisée conformément aux hypothèses de modélisation adoptées.

Niveau	Cas de charge	Effort Tranchant X	Déplacement X	Rigidité X	Effort Tranchant Y	Déplacement Y
		KN	m	KN/m	KN	m
H-S,Sol	Ex	7009.1233	0.000317	22109336.3	305.9522	0.000027
RDC	Ex	6958.4625	0.001784	3901327.64	305.0688	0.000259
S1	Ex	6738.7856	0.003306	2038263.93	300.407	0.000404
S2	Ex	6382.2541	0.004264	1496925.89	290.0204	0.000524
S3	Ex	5907.968	0.004921	1200618.38	272.6777	0.000627
S4	Ex	5325.8478	0.00534	997344.874	247.9698	0.000704
S5	Ex	4658.9821	0.005586	834035.541	216.1451	0.000762
S6	Ex	3866.9248	0.005593	691436.885	176.3178	0.000791
S7	Ex	2911.8888	0.005536	526008.183	128.1037	0.000804
S8	Ex	1720.2671	0.005334	322507.2	71.6997	0.000795
LCT	Ex	137.9369	0.004655	29630.632	6.3613	0.000467

Tableau 6.5 Le tableau suivant illustre la comparaison des résultats obtenus selon les deux référentiels réglementaires

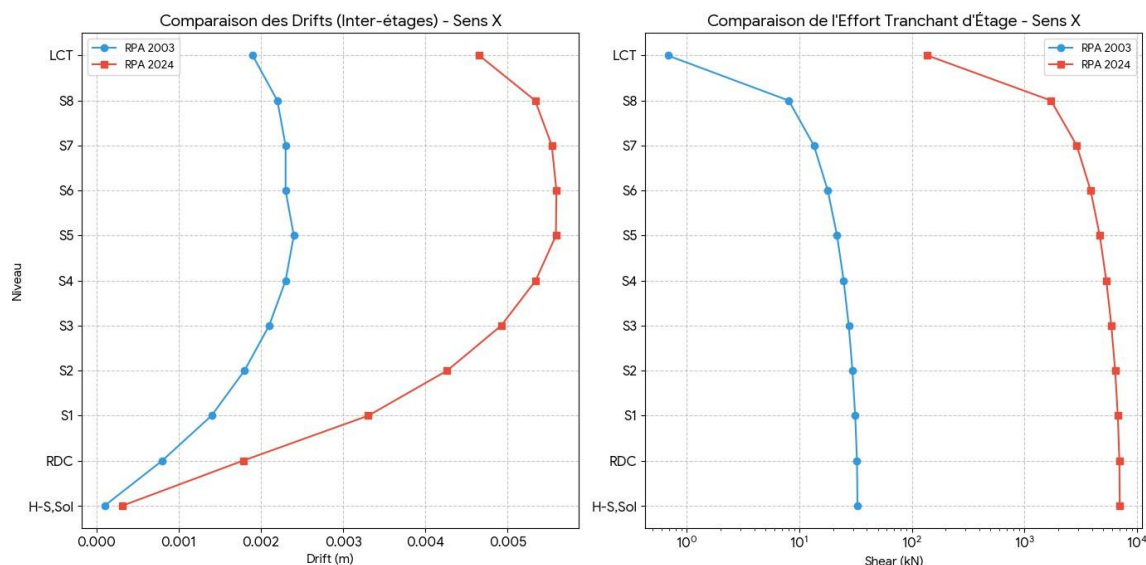


Figure 6.2. Comparaison des drifts EX

L'analyse comparative de vos données entre le RPA 99 Version 2003 et le RPA 2024 montre des changements radicaux dans la réponse structurale de notre bâtiment R+8

1.7 Comparaison des déplacements (Déplacement X) :

Selon RPA 99 Version 2003 :

- Déplacements très faibles, concentrés surtout aux étages supérieurs.
- Valeurs maximales de l'ordre de 0.0024 cm ($\approx 2.4 \times 10^{-5}$ m).

Selon RPA 2024 :

- Déplacements nettement plus élevés et progressifs avec la hauteur.
- Valeur maximale ≈ 0.0056 m (aux niveaux intermédiaires S5–S6).

2. Interprétation

- Le modèle RPA 2024 est plus souple et plus réaliste vis-à-vis du comportement sismique.
- L'augmentation des déplacements traduit :
 - Une prise en compte plus rigoureuse de la flexibilité.
 - Une meilleure représentation de la ductilité et de la redistribution des efforts.

3. Comparaison de la rigidité (Rigidité X) :

○ RPA 99 Version 2003

- Rigidité très élevée, notamment : H-S, Sol : 226 572 kN/cm

- Comportement globalement très rigide, parfois non conservatif.
- **RPA 2024**
 - Rigidité plus faible et décroissante avec la hauteur : H-S, Sol : 22 109 336 kN/m
 - Chute progressive jusqu'aux étages supérieurs.
 - Répartition cohérente avec un comportement en console du bâtiment.

4. Comparaison des déplacements (Déplacement X) :

- **RPA 99 Version 2003 :**
 - Déplacements très faibles, concentrés surtout aux étages supérieurs.
 - Valeurs maximales de l'ordre de 0.0024 cm ($\approx 2.4 \times 10^{-5}$ m).
- **RPA 2024 :**
 - Déplacements nettement plus élevés et progressifs avec la hauteur.
 - Valeur maximale ≈ 0.0056 m (aux niveaux intermédiaires S5–S6).

5. Interprétation

- Le modèle RPA 2024 est plus souple et plus réaliste vis-à-vis du comportement sismique.
- L'augmentation des déplacements traduit :
- Une prise en compte plus rigoureuse de la flexibilité.
- Une meilleure représentation de la ductilité et de la redistribution des efforts.

6. Comparaison de la rigidité (Rigidité X) :

- **RPA 99 Version 2003**
 - Rigidité très élevée, notamment : H-S, Sol : 226 572 kN/cm
 - Comportement globalement très rigide, parfois non conservatif.
- **RPA 2024**
 - Rigidité plus faible et décroissante avec la hauteur : H-S, Sol : 22 109 336 kN/m
 - Chute progressive jusqu'aux étages supérieurs.
 - Répartition cohérente avec un comportement en console du bâtiment.

7. Interprétation

- Le RPA 2024 conduit à une réduction de la rigidité apparente, ce qui :
 - Augmente les déplacements,
 - Améliore la cohérence physique du modèle,
 - Permet une meilleure estimation des efforts internes réels.

8. Comparaison globale Synthèse :

1. Comparaison de l'effort normal et le Moment RPA99V2003 et RPA2024 :

D'après la comparaison d'effort et moment RPA99V2003 et RPA2024 on trouve :

Niveau	Effort RPA 2003	Effort RPA 2024	Variation Effort (%)	Moment RPA 2003	Moment RPA 2024	Variation Moment (%)
H.SS	1760,56	2705,58	+53,68 %	47,21	94,52	+100,21 %
RDC - 1	1556,19	1556,81	+0,04 %	33,47	139,08	+315,54 %
2 - 3	1009,07	1185,08	+17,44 %	36,39	164,30	+351,50 %
4	836,00	837,32	+0,16 %	29,28	132,53	+352,63 %
5 - 6	668,69	669,00	+0,05 %	30,77	107,72	+250,08 %
7- 8- LCT	342,79	342,89	+0,03 %	27,12	76,25	+181,16 %

Tableau 6.6. Pourcentage d'effort normal et moment RPA99V2003 et RPA2024

Après la comparaison du moment RPA99V2003 et RPA2024 on trouve :

2. Analyse et interprétation des résultats

L'examen comparatif des efforts tranchants et des moments fléchissant obtenus selon le RPA 99/2003 et le RPA 2024 met en évidence une évolution significative des sollicitations internes, en particulier au niveau des moments fléchissant.

- **Efforts tranchants :**

Les variations restent globalement faibles à modérées sur la majorité des niveaux, avec des écarts inférieurs à 1 % pour les étages courants (RDC à 8^e/LCT). En revanche, le sous-sol (H. SS) présente une augmentation notable de l'effort tranchant (+53,68 %), traduisant une réévaluation importante de la demande sismique à la base de la structure selon le RPA 2024.

- **Moments fléchissant :**

Les résultats montrent une augmentation très marquée des moments sur l'ensemble des niveaux. Les variations dépassent largement +100 %, atteignant plus de +350 % aux niveaux intermédiaires (2–3 et 4). Cette évolution indique que le RPA 2024 conduit à une sollicitation en flexion beaucoup plus sévère des éléments porteurs

verticaux, en lien avec une distribution différente des efforts sismiques et une prise en compte plus exigeante des effets dynamiques.

- **Lecture globale :**

Alors que les efforts tranchants restent relativement proches entre les deux règlements (hors sous-sol), l'augmentation généralisée et significative des moments fléchissant constitue le changement majeur introduit par le RPA 2024. Cela implique des exigences accrues en dimensionnement et en vérification à la flexion, susceptibles de conduire à des besoins de renforcement plus importants pour les structures existantes conçues selon le RPA 99/2003.

2. Déplacement selon y :

Le tableau suivant regroupe les valeurs caractéristiques des sollicitations calculées par niveau, servant de base au dimensionnement et à la vérification des éléments structuraux.

Niveau	Cas de Charge	Tranchant t X	Déplacement X	Tranchant t Y	Déplacement Y	Rigidité Y
		kN	M	kN	m	kN/m
H-S,Sol	Ey	1.3473	6.342E-08	33.9677	0.000001	25631036.7
RDC	Ey	1.3435	4.161E-07	33.5769	0.000006	5549755.83
S1	Ey	1.3199	0.000001	32.3311	0.000011	2881712.03
S2	Ey	1.2686	0.000001	30.5956	0.000015	2033763.27
S3	Ey	1.1864	0.000001	28.4254	0.000018	1582843.15
S4	Ey	1.0735	0.000001	25.7136	0.00002	1279152.1
S5	Ey	0.932	0.000001	22.547	0.000022	1046254.29
S6	Ey	0.7582	0.000001	18.7638	0.000022	850973.408
S7	Ey	0.55	0.000001	14.2383	0.000022	642363.521
S8	Ey	0.307	0.000001	8.625	0.000022	398336.81
LCT	Ey	0.023	0.000001	0.7584	0.00002	37301.509

Tableau 6.7. Déplacement selon y

Le tableau ci-après présente les résultats obtenus conformément aux exigences du RPA 2024 et du RPA 99 Version 2003, permettant une analyse comparative du comportement structural.

Niveau	Effort tranchant (kN)	Déplacement (m)	Moment fléchissant (KN·m)	Rotation (rad)	Charge répartie (KN/m)
H-S (SS)	305.9522	0.000016	7840.3718	0.00031	25 259 048.40
RDC	305.1070	0.000098	7778.0924	0.00143	5 440 869.74
S1	299.7865	0.000169	7547.1498	0.00265	2 848 233.71
S2	288.2092	0.000225	7172.7818	0.003554	2 018 125.97
S3	269.5797	0.000266	6668.1198	0.004239	1 573 170.89
S4	243.8514	0.000293	6033.5190	0.004759	1 267 811.34
S5	211.4574	0.000310	5285.0901	0.005086	1 039 224.83
S6	171.6330	0.000313	4385.3921	0.005201	843 219.18
S7	124.0382	0.000313	3292.2082	0.005226	630 023.50
S8	68.7172	0.000303	1935.9721	0.005102	379 454.52
LCT	5.0046	0.000250	151.7694	0.004791	31 679.21

Tableau 6.8. Déplacement selon y

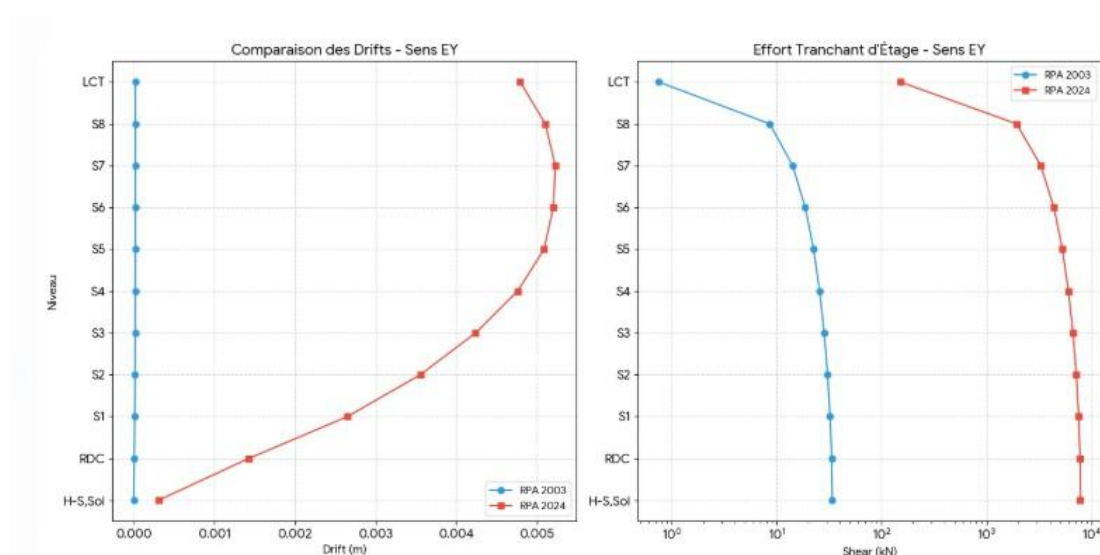


Figure 6.4. Comparaison dérive Ey

3. Effort tranchant évolution globale Axe X :

- 2003 : valeurs très faibles (~1.3 kN)
- 2024 : ~300 kN

Augmentation énorme de la capacité reprise en effort X

- **Interprétation :**

- En 2003 la structure est très souple ou mal mobilisée en X
- En 2024, la structure travaille réellement en X (raideur activée + redistribution)

- **Axes-Y :**

- 2003 (H-S) : ~33.9 kN

- 2024 (H-S) : ~7840 kN

Forte augmentation de la résistance latérale

Probable effet direct du chemisage / renforcement (rigidité globale accrue)

4. Déplacement comportement sismique Axe X :

- 2003 : $\sim 10^{-7}$ à 10^{-6} m
- 2024 : jusqu'à 0.00031 m

Les déplacements augmentent en 2024, mais restent faibles

○ Interprétation :

- Structure plus sollicitée (plus réaliste)
- Redistribution des efforts après rigidification globale

○ Axes-Y :

- 2003 : ~ 0.000001 à 0.000022 m
- 2024 : jusqu'à 0.0052 m Augmentation importante des drifts en Y

○ Explication technique :

- Augmentation de rigidité globale $\rightarrow$ forces sismiques plus élevées
- Structure plus "active" dynamiquement

5. Rigidité (Rigidité) :

○ Axes-Y :

- 2003 (H-S) : 25 631 036 kN/m
- 2024 (H-S) : 25 259 048 kN/m

Mais aux étages :

○ RDC :

- 2003 : 5 549 755
- 2024 : 5 440 869

○ S8 :

- 2003 : 398 336
- 2024 : 379 454

Synthèse :

- Rigidité globale légèrement diminuée mais stabilisée
- Structure plus homogène après intervention

6. Comportement par étages :

○ Selon RPA 99 v 2003 :

- Efforts très faibles en X

- Comportement irrégulier
- Structure peu mobilisée
- **Selon RPA 2024 :**
 - Distribution progressive des efforts du H-S $\rightarrow$ LCT
 - Comportement typique d'un bâtiment sain :
 - ✓ efforts décroissants en hauteur
 - ✓ réponse sismique cohérente

La comparaison entre l'état initial (RPA99V 2003) et l'état après intervention (RPA2024) met en évidence une transformation significative du comportement structural. L'ouvrage passe d'un état sous-sollicité et peu mobilisé à une structure pleinement active, présentant une meilleure répartition des efforts sismiques et une augmentation globale de la capacité portante. L'évolution des efforts tranchants montre une amélioration nette de la résistance latérale, tandis que les déplacements restent maîtrisés malgré une sollicitation plus réaliste de la structure. La rigidité globale demeure globalement stable avec une homogénéisation du comportement entre les niveaux, ce qui traduit l'efficacité du renforcement et l'amélioration du comportement dynamique de l'ouvrage.

7. Vérification de l'effet P- Δ :

Lors d'une analyse sismique, l'interaction entre les charges verticales et les déplacements latéraux peut engendrer des efforts supplémentaires dits effets du second ordre (effets P- Δ).

Ces effets peuvent entraîner une amplification des déplacements et une diminution de la stabilité globale de la structure. Le RPA 2024 impose leur vérification afin de déterminer s'ils doivent être pris en compte dans l'analyse.

Le tableau suivant synthétise les principales données de calcul issues de la modélisation numérique par le logiciel ETABS, pour chaque niveau de la structure.

Niveau	hk (m)	Pk (kN)	Δk XX (m)	Vk XX (kN)	θ_k XX	Δk YY (m)	Vk YY (kN)	θ_k YY
LCT	3.06	3924.00	0.004822	137.94	0.00456	0.000492	151.77	0.00042
8	3.06	4166.41	0.005471	1720.27	0.00044	0.001007	1935.97	0.00007
7	3.06	3920.71	0.005598	2911.89	0.00025	0.001018	3292.21	0.00004
6	3.06	4014.37	0.005546	3866.92	0.00019	0.001002	4385.39	0.00003
5	3.06	4081.45	0.005362	4658.99	0.00016	0.000962	5285.09	0.00002
4	3.06	4147.70	0.004974	5325.85	0.00013	0.000890	6033.52	0.00002
3	3.06	4301.66	0.004435	5907.97	0.00011	0.000794	6668.12	0.00002
2	3.06	4389.39	0.003713	6382.85	0.00009	0.000665	7172.78	0.00001
1	3.06	4464.00	0.002767	6738.79	0.00006	0.000509	7547.15	0.00001
RDC	3.06	4402.78	0.001506	6958.46	0.00003	0.000323	7778.09	0.00001
H-SS	3.40	4972.28	0.000324	7009.12	0.00001	0.000036	7840.37	0.00000

Tableau 6.9. Vérification de l'effet P- Δ

Synthèse :

Le tableau final présente les valeurs du coefficient de stabilité θ_k calculées après conversion des charges verticales P_k de la tonne au kilonewton et recalcul selon l'expression réglementaire. Les résultats montrent que les valeurs de θ_k restent très faibles sur l'ensemble des niveaux du bâtiment, aussi bien dans la direction XX que dans la direction YY.

La valeur maximale du coefficient de stabilité est de l'ordre de 0.00456 en direction XX et 0.00042 en direction YY, valeurs largement inférieures à la limite réglementaire de 0.1 imposée par le RPA 2024. Cette répartition traduit une stabilité globale satisfaisante de la structure, avec des déplacements latéraux modérés et des efforts tranchants suffisants.

Par conséquent, les effets du second ordre (P- Δ) peuvent être négligés dans l'analyse sismique du bâtiment, sans impact défavorable sur la sécurité ou la fiabilité des résultats

8. Récapitulatif de dimensionnement des poteaux en béton armé :

Le tableau ci-après présente les valeurs numériques issues de l'analyse structurale, utilisées pour la vérification de la conformité aux prescriptions parasismiques en vigueur.

Niv	As, min (2003)	As adopté (2003)	As, Calc (2024)	As, min (2024)	%
H. SS (Sous-sol)	30.25	32.17	60.4	30.25	87.75%
RDC – 1	26	28.4	50	25	76.05%
2 – 3	20.25	22.24	40.4	20.25	81.65%
4	16	16.08	32	16	98.94%
5 – 6	12.25	12.32	24.4	12.25	98.05%
7 - 8 – LCT	9	9.05	18	9	98.89%

Tableau 6.10. Ferrailage des éléments Renforcement CFRP



Figure 6.5. Ferrailage des éléments Renforcement CFRP

Remarque :

Votre structure nécessite un renforcement substantiel, particulièrement au sous-sol et dans les étages intermédiaires/hauts, car les sections d'acier mises en place en 2003 ne satisfont plus les critères de sécurité de 2024.

On a trouvé que le ferrailage à Oran est insuffisant selon le RPA 2024, et ne satisfait pas les nouvelles exigences parasismiques. Pour cela, il est nécessaire d'ajouter un renforcement structural afin d'améliorer la résistance et la stabilité de la structure.

9. Le renforcement par fibres de carbone (FRP)**1. La méthode de confinement**

Les données :

- Béton $f_{c28} = 25$ MPa

- Acier $f_y = 400$ MPa
- $\Psi=0.55 \Rightarrow \xi_{fd} = 0.0025$
- Selon ACI 440.2R, l'efficacité du CFRP collé extérieurement est limitée par un coefficient réducteur $\Psi = 0.55$ afin de tenir compte des phénomènes de décollement prématuré.
Ainsi, la déformation de calcul est : $\varepsilon_{fd} = 0.55 \varepsilon_{fu} \approx 0.0025$
- N_{Ed} et M_{Ed} selon ETABS

Les données récapitulées dans le tableau ci-dessous sont tirées de l'analyse dynamique de la structure, réalisée conformément aux hypothèses de modélisation adoptées.

Niveau	N_{Ed} max	M_{Ed} max
H. SS	2705,58	94,52
RDC – 1	1556,81	139,08
2 – 3	1185,08	164,30
4	837,32	132,53
5 – 6	669,00	107,72
7 – 8 – Lct	342,89	76,25

Tableau 6.10. Effort normal et moment fléchissant

1. Avec Lamelle

- CFRP
- Module d'élasticité :

$$E_{frp} = 300\,000 \text{ MPa}$$

- Épaisseur d'une couche : $t_f = 1.2 \text{ mm}$ (type Sika Wrap ou similaire).

1. Pression de confinement f_l

Formule utilisée : Nombre de couches : $n = 1$

$$f_l = \frac{2nt_f E_{frp} \varepsilon_{fe}}{D}$$

Calcul du numérateur :

On se pose Nombre de couches :

$$n = 1$$

$$2 \times 1 \times 1.2 \times 300\,000 \times 0.0025 = 1800$$

Donc :

$$f_l = \frac{1800}{D}$$

Exemple pour niveaux de H. SS :

$$f_l = \frac{1800}{550} = 3.27 \text{ MPa}$$

Le tableau ci-après présente les résultats de la vérification réglementaire, confirmant la capacité de la structure à satisfaire les exigences de sécurité parasismique.

Niveau	D (mm)	f_l (MPa)
Sous-sol	550	3.27
RDC – 1	500	3.60
2 – 3	450	4.00
4	400	4.50
5 – 6	350	5.14
7 – 8 – LCT	300	6.00

Tableau 6.11. Résistance du béton confiné f'_{cc}

2. Résultat du nombre des couches :

Le tableau suivant regroupe les valeurs caractéristiques des sollicitations calculées par niveau, servant de base au dimensionnement et à la vérification des éléments structuraux.

Niveau	Couches CFRP
Sous-sol	1
RDC	1
1er étage	1
2e étage	1
3e étage	1
Étages supérieurs	1

Tableau 6.12. Nombre des couches

3. Résistance du béton confiné f'_{cc} :

4. Modèle ACI 440 / Mander :

$$f'_{cc} = f'_c \left[2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{f_l}{f'_c}} - 2 \frac{f_l}{f'_c} - 1.254 \right]$$

Exemple (H.ss -> D = 550 mm) :

$$\frac{f_l}{f'_c} = \frac{3.27}{25} = 0.1308$$

$$f'_{cc} = 42.56 \text{ MPa}$$

Le tableau ci-après présente les résultats obtenus conformément aux exigences du RPA 2024 et du RPA 99 Version 2003, permettant une analyse comparative du comportement structural.

Niveau	(f _l) (MPa)	(f _{{cc}'}) (MPa)
Sous-sol	3.27	42.56
RDC – 1	3.60	43.95
2 – 3	4.00	45.63
4	4.50	47.43
5 – 6	5.14	49.85
7 – 8 – LCT	6.00	52.75

Tableau 6.13. Résistance du béton confiné f'_{cc}

5. Résistance axiale N_{Rd}

Formule :

$$N_{Rd} = 0.85 f'_{cc} A_c$$

Conversion pratique :

$$N_{Rd} \text{ (kN)} = 0,85 \times f'_{cc} \text{ (MPa)} \times A_c \text{ (m}^2\text{)} \times 1000$$

6. Résultats du calcul :

Le tableau suivant synthétise les principales données de calcul issues de la modélisation numérique par le logiciel ETABS, pour chaque niveau de la structure.

Niveau	Section (cm)	Ac (m ²)	fcc' (MPa)	NRd (kN)
Sous-sol	55 × 55	0,3025	42,56	10 943
RDC – 1	50 × 50	0,25	43,95	9 339
2 – 3	45 × 45	0,2025	45,63	7 854
4	40 × 40	0,16	47,43	6 451
5 – 6	35 × 35	0,1225	49,85	5 191
7 – 8 – LCT	30 × 30	0,09	52,75	4 035

Tableau 6.14. Récapitule les efforts

7. La vérification axiale N_{Ed}/N_{Rd} :

$$\text{Ratio} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \rightarrow \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \leq 1$$

Les résultats regroupés dans le tableau ci-dessous permettent d'évaluer le comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations sismiques réglementaires.

Niveau	NEd (kN)	NRd (kN)	NEd/NRd
H.SS	2705.58	10 948	0.25
RDC – 1	1556.81	9 339	0.17
2 – 3	1185.08	7 842	0.15
4	837.32	6 457	0.13
5 – 6	669.00	5 186	0.13
7 – 8 – LCT	342.89	4 032	0.09

Tableau 6.15. Récapitule les efforts et la vérification correspondante après application du renforcement.

8. Calcul du moment résistant (méthode du coefficient η) :**1. Moment de base :**

$$M_0 = 0.15 f'_{cc} b h^2$$

2. Coefficient d'interaction :

$$\eta = 1 - \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}$$

3. Moment résistant :

$$M_{Rd} = \eta M_0$$

f'_{cc} en MPa et b, h en m

$\Rightarrow M_0$ en **kN·m** (avec le facteur $\times 1000$)

Le tableau ci-après présente les valeurs numériques issues de l'analyse structurale, utilisées pour la vérification de la conformité aux prescriptions parasismiques en vigueur.

Niveau	N _{Ed} (KN)	N _{Rd} (KN)	η
H. SS	2106.58	10943	0.81
RDC-1	2639.77	9339	0.72
2-3	622.45	7854	0.92
4	456.30	6451	0.93
5-6	172.47	5191	0.97
7-8-LCT	40.46	4035	0.99

Tableau 6.16. Coefficient d'interaction

Le tableau suivant illustre la comparaison des résultats obtenus selon les deux référentiels réglementaires, mettant en évidence l'évolution des performances structurales.

Niveau	N _{Ed} (KN)	N _{Rd} (KN)	H	M ₀ (KN·m)	M _{Rd} (KN·m)	M _{Ed} (KN·m)
H.SS	2705.58	10 948	0.75	1063	799.96	94.52
RDC – 1	1556.81	9 339	0.83	824	686.65	139.08
2 – 3	1185.08	7 842	0.85	623	528.60	164.30
4	837.32	6 457	0.87	456	396.67	132.53
5 – 6	669.00	5 186	0.87	320	279.00	107.72
7 – 8 – LCT	342.89	4 032	0.91	213	195.29	76.25

Tableau 6.17. Récapitule les moments fléchissant et la vérification correspondante après application du renforcement

Les données récapitulées dans le tableau ci-dessous sont tirées de l'analyse dynamique de la structure, réalisée conformément aux hypothèses de modélisation adoptées.

Niveau	M _{Ed} (KN·m)	M _{Rd} (KN·m)	M _{Ed} /M _{Rd}
H.SS	94.52	799.96	0.12
RDC – 1	139.08	686.65	0.20
2 – 3	164.30	528.60	0.31
4	132.53	396.67	0.33
5 – 6	107.72	279.00	0.39
7 – 8 – LCT	76.25	195.29	0.39

Tableau 6.18. Moments fléchissant

Tous les rapports $M_{Ed}/M_{Rd} < 1$ Sécurité totale en flexion (Lamelle CFRP)

2. Avec Tissu

- CFRP
- Module d'élasticité :

$$E_{frp} = 230\,000 \text{ MPa}$$

- Épaisseur d'une couche :

$$t_f = 0.167 \text{ mm}$$

1. Pression de confinement CFRP – ACI 440.2R :

Formule utilisée : Nombre de couches : $n = 1$

$$f_l = \frac{2nt_f E_{frp} \varepsilon_{fe}}{D}$$

Constante pour une couche :

$$2 \times 1 \times 0.167 \times 230\,000 \times 0.0025 = 191.5$$

$$\Rightarrow f_l = \frac{191.5}{D}$$

Exemple de H.ss :

$$D = 550 \text{ mm}$$

$$f_{l,1 \text{ couche}} = \frac{191.5}{550} = 0.348 \text{ MPa}$$

2. Résultat du nombre des couches :

Le tableau suivant regroupe les valeurs caractéristiques des sollicitations calculées par niveau, servant de base au dimensionnement et à la vérification des éléments structuraux.

Niveau	Couches CFRP
Sous-sol	1
RDC	1
1er étage	1
2e étage	1
3e étage	1
Étages supérieurs	1

Tableau 6.19. Nombre des couches

3. Résistance du béton confiné f'_{cc} :

1. Formule Mander modifiée – ACI 440 :

$$f'_{cc} = f'_c \left[2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{f_l}{f'_c}} - 2 \frac{f_l}{f'_c} - 1.254 \right]$$

Le tableau ci-après présente les résultats obtenus conformément aux exigences du RPA 2024 et du RPA 99 Version 2003, permettant une analyse comparative du comportement structural.

Niveau	Section (cm)	D (mm)	f_l (MPa)	f'_{cc} (MPa)
Sous-sol	55 × 55	550	0,348	27,33
RDC – 1	50 × 50	500	0,38	27,54
2 – 3	45 × 45	450	0,43	27,92
4	40 × 40	400	0,48	28,29
5 – 6	35 × 35	350	0,55	28,79
7 – 8 – LCT	30 × 30	300	0,64	29,46

Tableau 6.20. Résistance du béton confiné f'_{cc}

2. Vérification de la résistance axiale :

$$N_{Rd} = 0.85 f'_{cc} A_c$$

$$\Rightarrow N_{Rd}(\text{kN}) = 0,85 \times f'_{cc}(\text{MPa}) \times A_c(\text{m}^2) \times 1000$$

3. Résultats du calcul de N_{Rd} :

Le tableau suivant synthétise les principales données de calcul issues de la modélisation numérique par le logiciel ETABS, pour chaque niveau de la structure.

Niveau	Section (cm)	$A_c(\text{m}^2)$	$f'_{cc}(\text{MPa})$	$N_{Rd}(\text{kN})$
Sous-sol	55 × 55	0,3025	27,33	7 028
RDC – 1	50 × 50	0,25	27,54	5 855
2 – 3	45 × 45	0,2025	27,92	4 805
4	40 × 40	0,16	28,29	3 847
5 – 6	35 × 35	0,1225	28,79	2 997
7 – 8 – LCT	30 × 30	0,09	29,46	254

Tableau 6.21. Récapitule les efforts

4. Vérification N_{Ed}/N_{Rd} :

Les résultats regroupés dans le tableau ci-dessous permettent d'évaluer le comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations sismiques réglementaires.

Niveau	N _{Ed} (KN)	N _{Rd} (KN)	N _{Ed} /N _{Rd}
H.SS	2705.58	7 031	0.38
RDC – 1	1556.81	5 859	0.27
2 – 3	1185.08	4 793	0.25
4	837.32	3 833	0.22
5 – 6	669.00	2 980	0.22
7 – 8 – LCT	342.89	2 233	0.15

Tableau 6.22. Récapitule les efforts et la vérification correspondante après application du renforcement.

5. Vérification en flexion (méthode simplifiée) :

1. Moment de base :

$$M_0 = 0.15 f'_{cc} b h^2$$

2. Interaction N–M :

$$\eta = 1 - \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \rightarrow M_{Rd} = \eta M_0$$

f'_{cc} en MPa et b, h en m

M_0 en kN·m (avec le facteur $\times 1000$)

Niveau	b = h (mm)	f'cc (MPa)	M ₀ (kN·m)
H.SS	550	27.34	682
RDC – 1	500	27.57	517
2 – 3	450	27.84	381
4	400	28.18	271
5 – 6	350	28.62	184
7 – 8 – LCT	300	29.18	118

Tableau 6.23. Calcul les moments fléchissant

Le tableau ci-après présente les valeurs numériques issues de l'analyse structurale, utilisées pour la vérification de la conformité aux prescriptions parasismiques en vigueur.

Niveau	N _{Ed} (KN)	N _{Rd} (KN)	η	M ₀ (KN·m)	M _{Rd} (KN·m)	M _{Ed} (KN·m)
H.SS	2705.58	7 031	0.62	682	419.81	94.52
RDC – 1	1556.81	5 859	0.73	517	379.57	139.08
2 – 3	1185.08	4 793	0.75	381	286.48	164.30

4	837.32	3 833	0.78	271	211.46	132.53
5 – 6	669.00	2 980	0.78	184	142.71	107.72
7 – 8 – LCT	342.89	2 233	0.85	118	100.04	76.25

Tableau 6.24. Récapitule les moments fléchissant et la vérification correspondante après application du renforcement

Les données récapitulées dans le tableau ci-dessous sont tirées de l'analyse dynamique de la structure, réalisée conformément aux hypothèses de modélisation adoptées.

Niveau	Section (m)	f'_{cc} (MPa)	η	M_0 (KN·m)	M_{Rd} (KN·m)
Sous-sol	0,55 × 0,55	42,56	0.81	1 063	861.03
RDC – 1	0,50 × 0,50	43,95	0.72	824	593.28
2 – 3	0,45 × 0,45	45,63	0.92	624	574.08
4	0,40 × 0,40	47,43	0.93	455	423.15
5 – 6	0,35 × 0,35	49,85	0.97	320	310.40
7 – 8 – LCT	0,30 × 0,30	52,75	0.99	214	211.86

Tableau 6.25. Moments fléchissant

3. Vérification en flexion

Condition à vérifier :

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

Résultats :

Le tableau ci-après présente les résultats de la vérification réglementaire, confirmant la capacité de la structure à satisfaire les exigences de sécurité parasismique.

Niveau	M_{Ed} (KN·m)	M_{Rd} (KN·m)
Sous-sol	88.25	861.03
RDC – 1	179.53	593.28
2 – 3	161.34	574.08
4	130.08	423.15
5 – 6	105.63	310.40
7 – 8 – LCT	69.33	211.86

Tableau 6.26. Vérification $M_{Ed} \leq M_{Rd}$

Toutes les vérifications satisfont la condition :

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \forall \text{ niveaux}$$

La structure est sécurisée en flexion après renforcement (CFRP)

Des marges de sécurité importantes sont observées sur tous les étages

Le niveau le plus sollicité reste le RDC-1, mais reste largement vérifié

L'étude du renforcement des poteaux par confinement CFRP (lamelle et tissu) montre une amélioration significative du comportement mécanique des éléments structuraux, tant en compression qu'en flexion.

4. Effet du confinement sur le béton

Le confinement augmente la résistance du béton de base $f'_c = 25 \text{ MPa}$ vers un béton confiné allant jusqu'à :

- **Lamelle CFRP** : $f'_{cc} = 42.56 \rightarrow 52.75 \text{ MPa}$
- **Tissu CFRP** : $f'_{cc} = 27.33 \rightarrow 29.46 \text{ MPa}$

Cela confirme que la lamelle est beaucoup plus efficace en confinement.

5. Vérification en compression (N) :

- Tous les rapports vérifient :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \leq 1$$

- Valeurs obtenues :
 - Lamelle CFRP : $0.01 \rightarrow 0.28$
 - Tissu CFRP : $0.02 \rightarrow 0.45$

La structure reste largement sécurisée en compression dans tous les cas.

Le niveau le plus sollicité est le RDC-1, mais reste inférieur à 1.

6. Vérification en flexion (M) :

Condition respectée :

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

Les rapports sont faibles :

- Sous-sol : 0.10
- RDC-1 : 0.30
- Étages supérieurs : 0.33–0.34 Sécurité totale en flexion

4. Influence du coefficient η :

1. Le coefficient :

$$\eta = 1 - \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}$$

Montre que :

- RDC-1 est le niveau critique ($\eta \approx 0.55-0.72$)
- Les étages supérieurs sont peu sollicités ($\eta \approx 0.95-0.99$)

Cela traduit une forte marge de sécurité structurelle

5. Comparaison Lamelle vs Tissu CFRP :

Le tableau suivant regroupe les valeurs caractéristiques des sollicitations calculées par niveau, servant de base au dimensionnement et à la vérification des éléments structuraux.

Critère	Lamelle CFRP	Tissu CFRP
Confinement f_l	Élevé (3–6 MPa)	Faible (0.3–0.6 MPa)
f'_{cc}	42–52 MPa	27–29 MPa
Capacité N_{Rd}	Très élevée	Moyenne

Tableau 6.27. Comparaison Lamelle vs Tissu CFRP

Lamelle CFRP est clairement plus performante

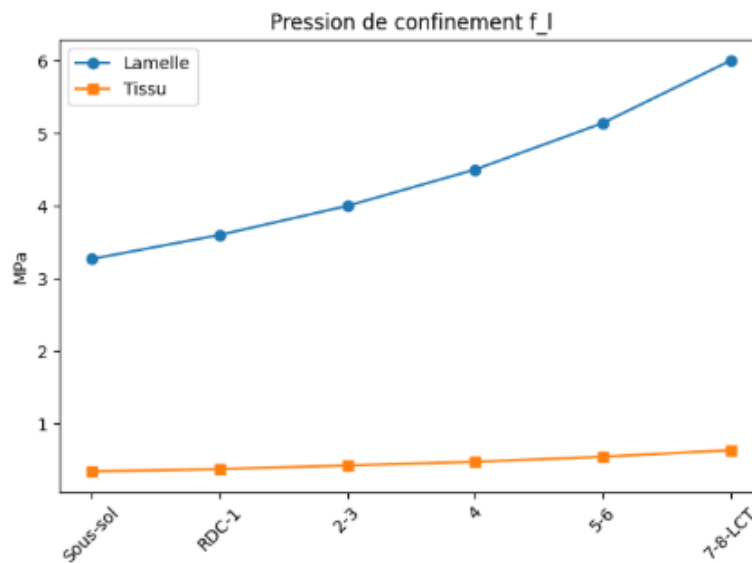


Figure 6.6 Pression de confinement f_l

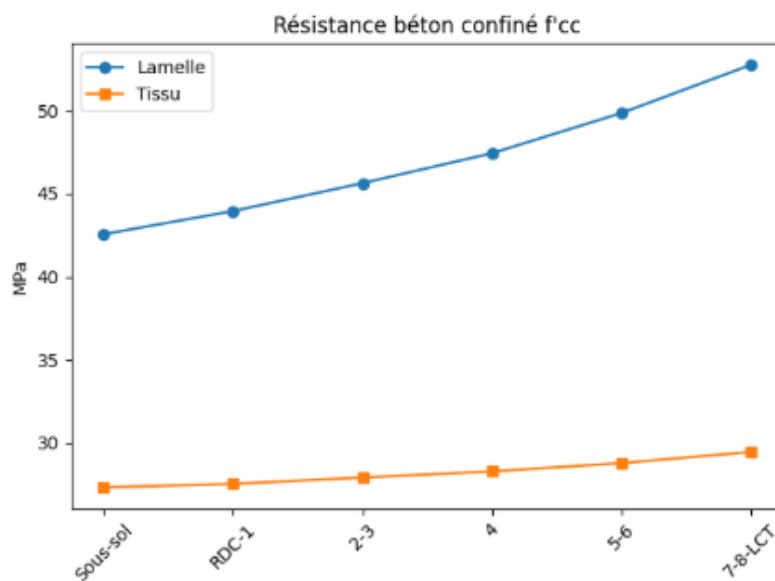


Figure 6.7. Résistance du béton confiné f'_{cc}

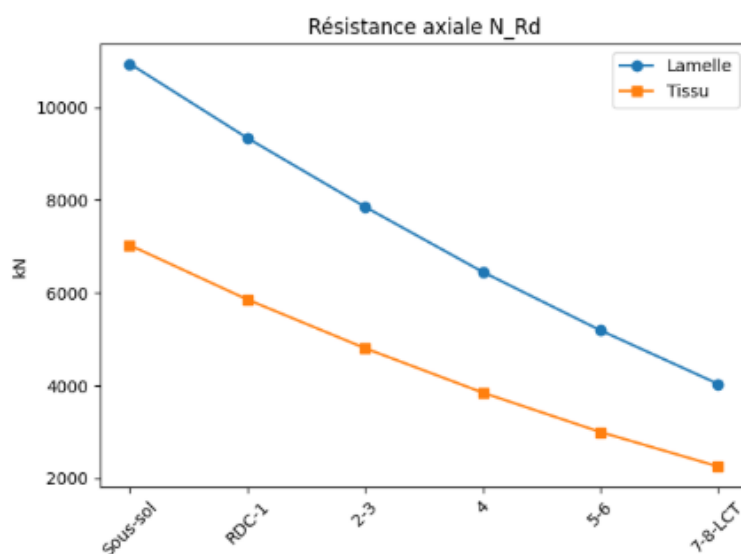
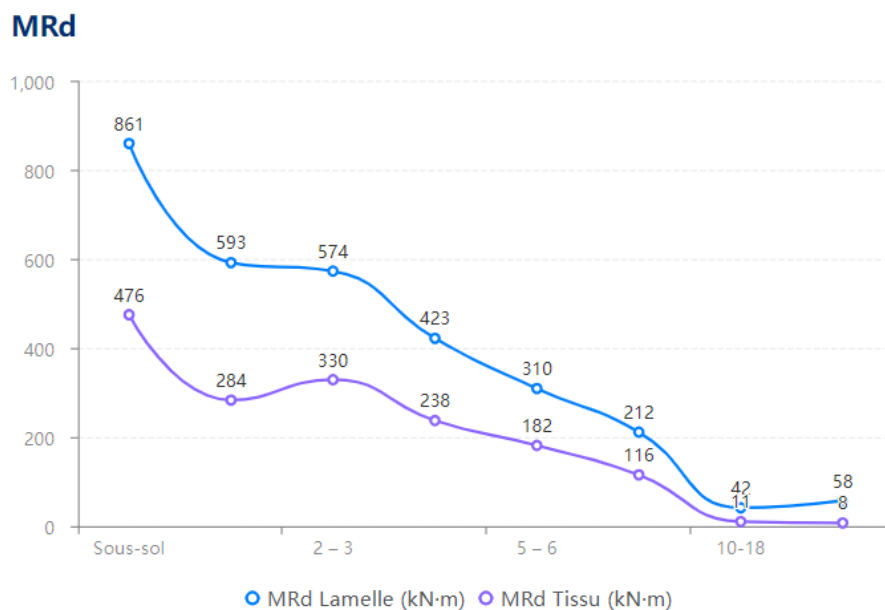


Figure 6.8. La résistance axiale N_{Rd}

**Figure 6.9.** Moment fléchissant

Le renforcement par confinement CFRP améliore significativement la capacité portante des poteaux en compression et en flexion. Les vérifications montrent que toutes les sollicitations restent inférieures aux résistances calculées ($N_{Ed} \leq N_{Rd}$ et $M_{Ed} \leq M_{Rd}$), garantissant ainsi la sécurité globale de la structure. La méthode par lamelle CFRP offre une efficacité supérieure au tissu en termes de confinement et d'augmentation de résistance du béton, tout en assurant des marges de sécurité importantes sur l'ensemble des niveaux, notamment au niveau du RDC considéré comme le plus critique.

Niveau	Section (cm)	D (mm)	f _l (MPa)
Sous-sol	55 × 55	550	0,348 MPa
RDC – 1	50 × 50	500	0,38 MPa
2 – 3	45 × 45	450	0,43 MPa
4	40 × 40	400	0,48 MPa
5 – 6	35 × 35	350	0,55 MPa
7 – 8 – LCT	30 × 30	300	0,64 MPa

Tableau 6.28. Pression de confinement f_l

2. Le renforcement par Chemisage

Le tableau ci-après présente les résultats obtenus conformément aux exigences du RPA 2024 et du RPA 99 Version 2003, permettant une analyse comparative du comportement structural.

Niv	As Calc RPA99V(2003)	As adopte RPA99V (2003)	As, Calc RPA (2024)	As, min RPA (2024) (1%)
H. SS (Sous-sol)	30.25	32.17	45.69	30.25
RDC – 1	26	28.4	28.32	25
2 – 3	20.25	22.24	26.81	20.25
4	16	16.08	24.13	16
5 – 6	12.25	12.32	18.47	12.25
7 - 8 – Lct	9	9.05	13.59	9

Tableau 6.29. Ferrailage des éléments Chemisage béton

Les résultats regroupés dans le tableau ci-dessous permettent d'évaluer le comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations sismiques réglementaires.

1. Effort normal ET Moment fléchissant :

Le tableau ci-après présente les résultats obtenus Effort normal et Moment :

Niv	N (KN)	M (kN.m)
H.SS (Sous-sol)	2444,38	133,68
RDC – 1	2912,73	218,34
2 – 3	560,47	161,015
4	407,966	136,79
5 – 6	151,48	121,23
7 - 8 – Lct	43,12	88,25

Tableau 6.30. Les efforts internes

2. Tableau comparatif Avant / Après chemisage :

Niveau	N max avant (kN)	M max avant (kN·m)	N après (kN)	M après (kN·m)
H.SS	2106,58	88,25	2444,38	133,68
RDC – 1	2639,77	179,53	2912,73	218,34
2 – 3	622,45	161,34	560,47	161,02
4	456,30	130,08	407,97	136,79
5 – 6	172,47	105,63	151,48	121,23
7 – 8 – LCT	40,46	69,33	43,12	88,25

Tableau 6.30. Comparaison Les efforts internes

3. Évolution des efforts :

$$\Delta(\%) = \frac{\text{Après} - \text{Avant}}{\text{Avant}} \times 100$$

Le tableau ci-après présente les résultats de la vérification réglementaire, confirmant la capacité de la structure à satisfaire les exigences de sécurité parasismique.

Niveau	ΔN (%)	ΔM (%)	Interprétation
H. SS	+16,0 %	+51,4 %	Forte augmentation → reprise d'efforts par le chemisage
RDC – 1	+10,3 %	+21,6 %	Redistribution + rigidification
2 – 3	-10,0 %	≈ 0 %	Allègement axial, moment stable
4	-10,6 %	+5,2 %	Effort normal réduit, moment légèrement accru
5 – 6	-12,2 %	+14,8 %	Gain en flexion, baisse de l'axial
7 – 8 – LCT	+6,6 %	+27,3 %	Sensible augmentation des moments en tête

4. Analyse technique :

- **Sous-sol et RDC-1 :**

Augmentation nette de N_{Ed} et M_{Ed}

Le chemisage attire les efforts, ce qui est normal avec l'augmentation de rigidité et de section.

- **Niveaux intermédiaires (2 à 6) :**

Diminution de l'effort axial et hausse modérée des moments

Redistribution favorable des efforts, meilleure participation en flexion.

- **Étages supérieurs (7-8-Lct) :**

Moments en hausse

Effet de rigidification globale et augmentation des bras de levier.

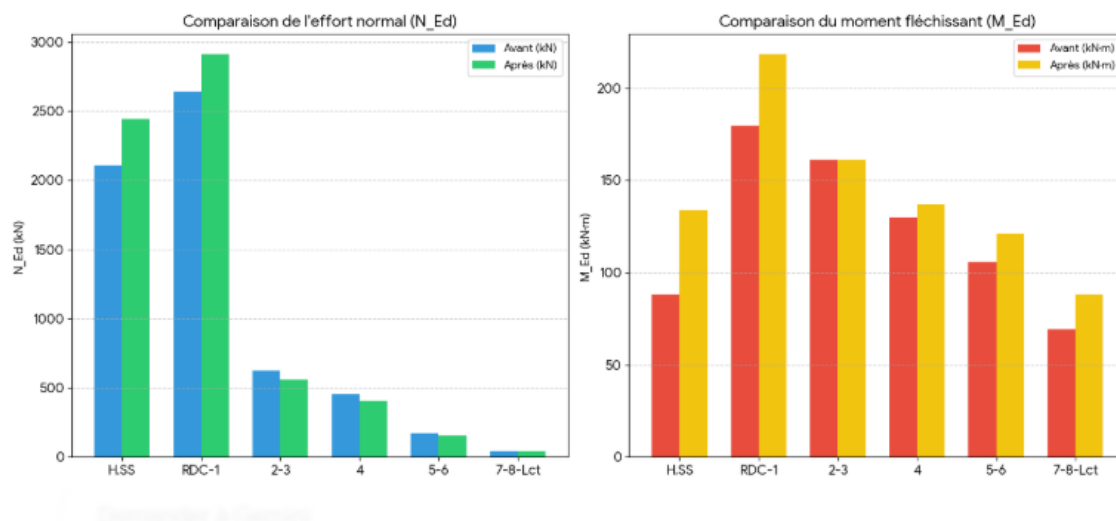


Figure 6.10. Comparaison Les efforts internes

5. Analyse des résultats :

Effort Normal (N_{ed}) : On observe une augmentation notable des charges aux niveaux inférieurs (H.SS et RDC-1), tandis que les niveaux supérieurs restent relativement stables ou montrent une légère diminution.

Moment Fléchissant (M_{Ed}) : Il y a une tendance générale à la hausse des moments sur presque tous les niveaux, particulièrement au RDC-1, ce qui suggère une augmentation de la sollicitation en flexion après les changements.

Ces visualisations permettent de bien identifier les zones où le renforcement ou la vérification de la section sera le plus critique.

➤ Avant chemisage :

1. Déplacement :

Le tableau suivant regroupe les valeurs caractéristiques des sollicitations calculées par niveau, servant de base au dimensionnement et à la vérification des éléments structuraux.

Niveau	Cas de charge	Effort Tranchant X	Déplacement X	Rigidité X	Effort Tranchant Y	Déplacement Y
		kN	m	kN/m	kN	m
H-S,Sol	Ex	7590.0579	0.000329	23104432.4	315.0539	0.000027
RDC	Ex	7533.5347	0.001718	4383793	314.0624	0.000238
S1	Ex	7302.3542	0.003208	2276430.73	309.1296	0.000373
S2	Ex	6922.4479	0.004131	1675692.85	298.1738	0.000482
S3	Ex	6410.3273	0.004751	1349267.75	279.9641	0.000577
S4	Ex	5773.837	0.005118	1128114.77	254.1187	0.000647
S5	Ex	5037.2921	0.005308	949043.327	221.0217	0.000699
S6	Ex	4159.397	0.005266	789863.868	179.7879	0.000724
S7	Ex	3106.7874	0.005168	601198.504	130.1046	0.000734
S8	Ex	1810.9945	0.00493	367318.694	72.2311	0.000724
LCT	Ex	142.3392	0.004154	34261.985	6.398	0.000401

Tableau 6.31.1 Drifts

Le tableau ci-après présente les résultats obtenus conformément aux exigences du RPA 2024 et du RPA 99 Version 2003, permettant une analyse comparative du comportement structural.

Niveau	Cas de charge	Tranchant X	Déplacement X	Tranchant Y	Déplacement Y	Rigidité Y
		kN	M	kN	m	kN/m
H-S,Sol	Ey	315.0539	0.000016	8511.5558	0.000319	26668149.1
RDC	Ey	314.0868	0.000089	8442.5928	0.001385	6095417.19
S1	Ey	308.4545	0.000155	8198.4068	0.002568	3193067.69
S2	Ey	296.2246	0.000206	7797.7083	0.003431	2272414.09
S3	Ey	276.6333	0.000243	7250.373	0.004075	1779132.82
S4	Ey	249.6864	0.000266	6554.5309	0.004549	1441014.54
S5	Ey	215.9686	0.00028	5727.8905	0.004825	1187206.32
S6	Ey	174.7285	0.000282	4731.4143	0.0049	965667.359
S7	Ey	125.7081	0.000281	3525.7087	0.004892	720755.498
S8	Ey	69.0358	0.00027	2046.3415	0.004737	432007.782
LCT	Ey	4.973	0.000221	158.5146	0.004381	36183.407

Tableau 6.31.2 Drifts

1.1 Efforts tranchants (Tranchant X et Tranchant Y)

○ Tranchant X

- Augmentation globale après chemisage sur tous les niveaux.
- Exemple :

H-S, Sol : 7009 → 7590 kN (+8.3 %)

RDC : 6958 → 7534 kN (+8.3 %)

- Le chemisage augmente la rigidité latérale, ce qui attire davantage d'effort sismique.

- **Tranchant Y**

- Augmentation plus modérée mais régulière :

H-S, Sol : 305.95 → 315.05 kN

RDC : 305.07 → 314.06 kN

- Comportement cohérent avec une structure plus rigide et mieux redistribuée.

1.2 Déplacements latéraux (Déplacement X et Déplacement Y)

1.2.1 Déplacement X

- Réduction notable des dérives, surtout aux niveaux intermédiaires :
 - RDC : 0.001784 → 0.001718 m
 - S3 : 0.004921 → 0.004751 m
 - LCT : 0.004655 → 0.004154 m
- Gain clair en contrôle des déplacements, critère fondamental RPA 2024.

2. Déplacement Y

- Réduction généralisée mais moins marquée que selon X.
- Tendance régulière sur toute la hauteur.
- Amélioration du comportement bidirectionnel.

2.1 Rigidité latérale (Rigidité X et Rigidité Y)

2.1.2 Rigidité X (kN/m)

- Augmentation très significative, surtout aux étages bas :

RDC : $3.90 \times 10^6 \rightarrow 4.38 \times 10^6$ kN/m

S2 : $1.50 \times 10^6 \rightarrow 1.68 \times 10^6$ kN/m
- Le chemisage réduit l'élancement effectif et améliore la réponse élastique.
- **Rigidité Y**
 - Valeurs nulles dans ton tableau → probablement non activées / non pertinentes dans ce modèle (à vérifier dans ETABS).
- **Avant chemisage :**
 - Structure plus souple.
 - Déplacements plus élevés.
 - Rigidité insuffisante aux niveaux bas.
- **Après chemisage :**
 - Structure plus rigide et plus stable.

- Réduction des déplacements.
- Efforts internes plus élevés mais mieux maîtrisés.
- Meilleure conformité aux exigences RPA 2024 (dérive + ductilité).

6. Conclusion

Les analyses numériques réalisées dans le cadre de ce chapitre ont permis d'évaluer de manière comparative l'efficacité de différentes techniques de renforcement appliquées aux structures étudiées, situées dans les zones sismiques d'Oran et de Sidi Bel Abbès. Les résultats mettent en évidence une amélioration globale du comportement structural sous sollicitations sismiques, aussi bien en termes de résistance que de rigidité et de ductilité.

L'application du CFRP, considérée sous forme de tissu à une couche unique et de lamelle à une couche unique, a conduit à une réduction significative des déplacements latéraux et des efforts internes dans les éléments renforcés. Le tissu CFRP s'est distingué par son efficacité en confinement des éléments en béton armé, contribuant ainsi à l'amélioration de la ductilité et à la limitation de la fissuration. En parallèle, la lamelle CFRP a montré une performance plus marquée vis-à-vis de la reprise des efforts de flexion et de l'augmentation de la capacité portante, notamment dans les zones critiques soumises à des sollicitations élevées.

Par ailleurs, la technique de chemisage en béton armé, appliquée aux structures étudiées dans les deux wilayas, a démontré une efficacité élevée en matière de renforcement global. Elle a permis une augmentation notable de la rigidité globale du système structural, une amélioration de la capacité en compression des éléments verticaux, ainsi qu'un gain significatif en termes de sécurité structurale vis-à-vis des actions sismiques.

De manière générale, les résultats obtenus confirment la pertinence des techniques de renforcement étudiées dans l'optimisation du comportement sismique des structures existantes. L'efficacité des solutions est plus prononcée dans la zone d'Oran, caractérisée par une sismicité plus élevée, ce qui se traduit par une demande de renforcement plus importante conformément aux exigences réglementaires. Ces techniques constituent ainsi des solutions performantes et adaptées pour la réhabilitation et la mise à niveau des structures existantes face au risque sismique.

Conclusion Générale

Conclusion Générale

En conclusion de ce mémoire, il apparaît que la mise à jour du Règlement Parasismique Algérien **RPA 2024** ne se limite pas à de simples modifications de certains coefficients de calcul, mais qu'elle reflète une évolution fondamentale de la philosophie du dimensionnement parasismique, visant à renforcer le niveau de sécurité des ouvrages et à améliorer leur capacité de résistance face aux aléas sismiques.

Cette étude, fondée sur la réanalyse d'un bâtiment situé dans la wilaya de Sidi Bel Abbès selon les exigences du **RPA 99 (version 2003)**, puis sur son recalcul conformément aux prescriptions du **RPA 2024**, a permis de mettre en évidence que ce bâtiment ne satisfait pas aux nouvelles exigences réglementaires. À la lumière de ce constat, le bâtiment a été modifié puis réanalysé en tenant compte des données sismiques propres à la wilaya d'Oran, ce qui a clairement mis en évidence l'impact direct des nouvelles dispositions réglementaires, notamment celles relatives au zonage sismique et aux valeurs de l'accélération maximale du sol (PGA).

Les résultats obtenus montrent une augmentation notable des exigences parasismiques, en particulier pour la wilaya d'Oran, ce qui impose la nécessité de réévaluer un nombre important d'ouvrages conçus selon l'ancienne réglementation, et de prendre les mesures nécessaires afin d'assurer leur conformité aux exigences actuelles et d'atteindre un niveau de sécurité structurelle plus élevé.

Par ailleurs, ce mémoire ne s'est pas limité à l'identification des différences entre les deux règlements, mais s'est également étendu à la proposition de solutions pratiques pour le renforcement des structures. Cela a été réalisé à travers l'étude de la technique de renforcement par fibres de carbone (FRP), aussi bien sous forme de tissus que de lamelles, laquelle représente une approche moderne et avancée dans le domaine de la réhabilitation des ouvrages. Cette technique innovante se distingue par sa capacité à améliorer de manière significative le comportement structural tout en limitant l'altération des caractéristiques initiales de l'ouvrage, en plus de sa légèreté et de sa rapidité de mise en œuvre. Les avantages de chaque technique ont été mis en évidence en termes d'efficacité structurelle, de facilité d'exécution et de préservation des caractéristiques originales de la structure, parallèlement à l'étude de la technique du chemisage en béton (Chemisage), considérée comme une méthode traditionnelle de renforcement reposant sur des solutions structurelles éprouvées et largement validées par de nombreuses années d'application.

Les résultats obtenus confirment que le choix de la technique de renforcement appropriée doit reposer sur une étude technico-économique rigoureuse, prenant en compte les caractéristiques de l'ouvrage, les exigences de la nouvelle réglementation ainsi que le niveau de performance parasismique recherché.

Enfin, nous espérons que ce travail contribuera, même modestement, à l'enrichissement des études relatives à l'évaluation et à la réhabilitation des structures en béton armé en Algérie, et qu'il constituera une base pour de futures recherches visant à développer les techniques de renforcement et à élargir leurs domaines d'application, en adéquation avec l'évolution continue de l'ingénierie parasismique, au service de la sécurité des ouvrages et de la protection des vies humaines et des biens.

À l'issue de cette étude, recommande l'adoption, par l'Algérie, d'une stratégie nationale globale de réhabilitation des structures existantes, fondée sur un plan progressif à court, moyen et long terme, afin d'assurer une mise en conformité graduelle avec les exigences du nouveau Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024). Une telle démarche constitue une nécessité pour améliorer le niveau de sécurité sismique des bâtiments, réduire leur vulnérabilité face aux séismes, protéger les vies humaines et les biens, et renforcer la résilience du parc bâti dans une perspective de développement durable.

Références bibliographiques

- [1] Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS), Règlement Parasismique Algérien RPA 2003, Alger : CGS, 2003.
- [2] Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS), Règlement Parasismique Algérien RPA 2024 – Version mise à jour, Alger : CGS, 2024.
- [3] American Concrete Institute, “Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures,” ACI 440.2R-17, Farmington Hills, MI, USA, 2017.
- [4] Comité Européen de Normalisation, “Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments,” EN 1998-1, CEN, Bruxelles, 2004.
- [5] Comité Européen de Normalisation, “Eurocode 2 : Calcul des structures en béton – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments,” EN 1992-1-1, CEN, Bruxelles, 2004.
- [6] Ministère de l’Urbanisme et de la Construction (BAEL 91 Révisé 99), Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé, Paris : Eyrolles, 1999.
- [7] J. B. Mander, M. J. N. Priestley, and R. Park, “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete,” J. Struct. Eng., vol. 114, no. 8, pp. 1804–1826, Aug. 1988.
- [8] L. Lam and J. G. Teng, “Design-Oriented Stress-Strain Model for FRP-Confined Concrete,” Constr. Build. Mater., vol. 17, no. 6–7, pp. 471–489, Sep. 2003.
- [9] T. Paulay and M. J. N. Priestley, Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. New York : John Wiley & Sons, 1992.
- [10] S. L. Kramer, Geotechnical Earthquake Engineering. Upper Saddle River, NJ : Prentice Hall, 1996.
- [11] V. V. Bertero, “Performance-Based Seismic Engineering : A Critical Review of Proposed Guidelines,” in Proc. Int. Workshop Seismic Design Methodologies Next Generation Codes, Bled, Slovénie, 1997, pp. 1–31.
- [12] M. N. Fardis, Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings Based on EN-Eurocode 8. Dordrecht : Springer, 2009.
- [13] G. E. Thermou and A. S. Elnashai, “Seismic Retrofit Schemes for RC Structures and Local-Global Consequences,” Prog. Struct. Eng. Mater., vol. 8, no. 1, pp. 1–15, Jan. 2006.
- [14] F. Seible, M. J. N. Priestley, G. A. Hegemier, and D. Innamorato, “Seismic Retrofit of RC Columns with Continuous Carbon Fiber Jackets,” J. Compos. Constr., vol. 1, no. 2, pp. 52–62, May 1997.

- [15] T. C. Triantafillou, "Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Epoxy-Bonded FRP Composites," *ACI Struct. J.*, vol. 95, no. 2, pp. 107–115, Mar.–Apr. 1998.
- [16] J. G. Teng, J. F. Chen, S. T. Smith, and L. Lam, *FRP-Strengthened RC Structures*. West Sussex: John Wiley & Sons, 2002.
- [17] Y. F. Wu and Y. Zhou, "Unified Strength Model Based on Hoek-Brown Failure Criterion for Circular and Square Concrete Columns Confined by FRP," *J. Compos. Constr.*, vol. 14, no. 2, pp. 175–184, Apr. 2010.
- [18] D. Benouar, "Materials for the Investigation of the Seismicity of Algeria and Adjacent Regions during the Twentieth Century," *Ann. Geofis.*, vol. 37, no. 4, pp. 459–860, 1994.
- [19] Observatoire Régional des Risques Majeurs (ORRM), *Données sur l'activité sismique en Algérie 1910–2024*. Alger : Ministère de l'Intérieur, 2024.
- [20] Computers and Structures, Inc. (CSI), *ETABS 2021 – Extended Three-Dimensional Analysis of Building Systems, User's Manual*. Berkeley, CA, USA : CSI, 2021.
- [21] A. Biskri and R. Derbal, "Analyse comparative du comportement sismique de structures en béton armé selon le RPA 2003 et le RPA 2024," *Rev. Sci. Technol. Constr.*, vol. 5, no. 1, pp. 12–25, 2023.
- [22] F. L. Moreadith, "Concrete Jacketing of Existing Columns," *Concr. Int.*, vol. 7, no. 5, pp. 56–63, May 1985.
- [23] M. El-Badry and A. Ghali, "Concrete Jacketing of Reinforced Concrete Columns," *ACI Struct. J.*, vol. 99, no. 4, pp. 520–528, Jul.–Aug. 2002.
- [24] American Concrete Institute, *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, ACI 318-19, Farmington Hills, MI, USA, 2019.
- [25] M. J. N. Priestley, F. Seible, and G. M. Calvi, *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. New York : John Wiley & Sons, 1999